

UNIVERSIDADE DE LISBOA
FACULDADE DE CIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA



**Aplicação do *Fall Cone Test* na estimativa da
resistência ao corte não drenada de solos coesivos**

Diogo Manuel Fonseca Canelas

Mestrado em Geologia Aplicada
Geologia de Engenharia

Dissertação orientada por:
Professora Doutora Maria Isabel Fernandes
Professora Doutora Maria Graça Lopes

2018

Agradecimentos

Um agradecimento às empresas Geotest e Geocontrole pelo fornecimento de amostras que permitiram a realização deste estudo e em especial ao Dr. José Carlos da Geocontrole por toda a ajuda e partilha de conhecimento.

Um agradecimento à Vera Lopes do Departamento de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa e à professora Maria do Carmo do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa pela disponibilidade e prontidão no auxílio à execução dos ensaios laboratoriais.

Um obrigado às professoras Isabel Fernandes do Departamento de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa e Graça Lopes do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa pela disponibilidade, partilha de conhecimento, apoio e orientação, sem os quais esta tese não teria sido possível.

Aos meus amigos, a quem devo muito do que sou, e em particular à Sara e ao Tomás.

À minha família, de um modo particular:

aos meus pais, não só pelas razões óbvias, mas especialmente por me fazerem entender a palavra incondicional;

ao meu irmão, não só a pessoa mais cool de sempre, mas por seres o meu padrão de brio e excelência;

à Olga e Olivia, por me ajudarem a entender o significado de família;

aos meus Tio Zé e Tia Fátima, pelo apoio incondicional;

ao Luís e à Ana, pelo carinho, apoio e braços abertos com que me receberam nas vossas vidas.

Resumo

A Sub-Comissão 8 (SC8) “Ensaaios de laboratório e classificação de solos” da CT156 “Geotecnia em engenharia civil” tem desenvolvido esforços na conceção e posterior tradução das diferentes partes da EN ISO 17892, com designação genérica de “Reconhecimento e ensaios geotécnicos — ensaios de laboratório em solos”.

A publicação recente (fevereiro 2017) da norma EN ISO 17892- 6 (2016), Fall Cone Test (Ensaio de penetração com o cone), que descreve em pormenor a utilização deste ensaio para a estimativa da resistência ao corte não drenada, leva à necessidade de os laboratórios portugueses se familiarizarem com este método de ensaio e terem sensibilidade para a análise dos resultados que venham a obter.

Desenhado originalmente para a determinação do limite de liquidez de solos finos, finalidade para a qual é considerado uma boa alternativa ao método de Casagrande, o método previsto na norma poderá constituir uma alternativa ao ensaio de corte direto, mais moroso e complexo.

O presente trabalho teve como objetivos a comparação dos valores do limite de liquidez de 4 amostras de solos obtidos pelos métodos do cone e pelo método de Casagrande e a aplicação do ensaio de penetração com o cone na obtenção da resistência ao corte não drenada. Foram também realizados ensaios de molinete de laboratório e ensaios de corte-direto, procurando estabelecer correlações para os valores de resistência ao corte não drenada, obtida nos 3 ensaios. Discutem-se também os pressupostos da norma EN ISO 17892- 6, comparando com outras normas para o mesmo ensaio. Aplicam-se também métodos de análise regressiva com o intuito de estimar a resistência ao corte não drenada, e comparando estes valores com os resultados laboratoriais, obtidos através dos vários ensaios.

Os resultados obtidos experimentalmente mostram que existe uma boa correlação dos métodos aplicados para a determinação do limite de liquidez e que, para certas gamas de teores em água, os resultados de resistência ao corte não drenada obtidos pelos três tipos de ensaios apresentam também boas correlações.

Palavras-chave: resistência ao corte não drenada; limites de consistência; solos argilosos; Fall Cone Test

Abstract

The Sub-Commission 8 (SC8) on “Laboratory tests and soil classification” of CT156 “Geotechnics and civil engineering” has been developing efforts for the creation and translation of the different parts of EN ISO 17892 with the generic designation: "Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil".

A recent publication (February 2017) of the standard EN ISO 17892 – 6 (2016), Fall Cone Test which describes in detail the use of this test method to estimate the undrained shear strength of cohesive soils leads to the necessity for Portuguese laboratories to get familiar with this testing method and to acquire the required sensibility to analyze the results obtained.

Originally designed to determine the liquid limit of fine soils, for which purpose it is considered as an accurate substitute of the Casagrande method, the method detailed in the standard may constitute an alternative to direct shear tests, which take longer time to be carried out and are far more complex.

The present work aims to compare the values for liquid limit of four different samples obtained by the cone method and Casagrande's method as well as the use of this test to estimate undrained shear strength. Laboratory vane tests and direct shear tests were also carried out in order to establish correlations of the shear strength results across all 3 tests. The standard EN ISO 17892 - 6 and its different assumptions are also discussed and compared with other standards for the same test. Regressive analysis methods are also applied with the purpose to estimate undrained shear strength and compare those values with the results obtained with laboratory testing.

The results obtained show that there is a good correlation between the applied testing methods for determining liquid limit and that, for some water contents, the results obtained by the three testing methods are similar.

Key-words: undrained shear strength; consistency limits; clayey soils; Fall Cone Test

Índice

1.	Introdução	1
2.	Estado da Arte	3
2.1.	Limites de Consistência ou de Atterberg	3
2.2.	Resistência ao corte de um solo	4
2.3.	Relação teor em água – resistência ao corte não drenada	5
2.4.	Ensaio para a determinação da resistência ao corte não drenada	7
2.4.1.	Ensaio de penetração com cone	7
2.4.2.	Ensaio de corte-direto	10
2.4.3.	Ensaio de molinete de laboratório	10
2.5.	Resistência ao corte não drenada para teores em água correspondentes aos limites de Atterberg	11
2.6.	Métodos de análise regressiva	14
2.6.1.	Método de Koumoto e Houlsby (2001)	14
2.6.2.	Método de O’Kelly	16
3.	Materiais e métodos	17
3.1.	Materiais	17
3.2.	Métodos	19
3.2.1.	Teor em água	19
3.2.2.	Limites de consistência ou de Atterberg	19
3.2.3.	Resistência ao corte não drenada	20
4.	Resultados laboratoriais e discussão	25
4.1.	Limite de liquidez e limite de plasticidade	25
4.2.	Resistência ao corte não drenada	26
4.2.1.	Ensaio de penetração com o cone	26
4.2.2.	Ensaio de corte-direto	29
4.2.3.	Ensaio de molinete	33
5.	Análise regressiva	36
5.1.	Resistência ao corte não drenada para teores em água correspondentes aos limites de liquidez e plasticidade	36
5.2.	Métodos de análise regressiva na determinação da resistência ao corte não drenada	43
5.2.1.	Método de Koumoto e Houlsby (2001)	43
5.2.2.	Método de O’Kelly (2013)	46
6.	Considerações finais	51
7.	Referências bibliográficas	55

Índice de figuras

Figura 2.1 – Limites de Atterberg.	3
Figura 2.2 – Relação logarítmica entre o teor em água e a resistência ao corte não drenada (ensaio de molinete) em diversas argilas (adaptado de Koumoto e Houlsby, 2001).	6
Figura 2.3 – Relação entre os valores de limite de plasticidade calculados pelo método do rolo, e os respectivos valores de penetração com o cone (h_p na figura) extrapolados a partir de gráficos penetração – teor em água (adaptado de Koumoto e Houlsby, 2001).	10
Figura 2.4– Resultados de ensaios de molinete realizados para teores em água próximos do limite de liquidez (adaptado de Youssef et al., 1965).	11
Figura 2.5– Relação entre o teor em água e a resistência ao corte não drenada, s_{ur} , para amostras remoldadas (adaptado de O’Kelly, 2013).	14
Figura 2.6– Valores de s_u calculados e estimados pelo método de Koumoto e Houlsby (adaptado de Koumoto e Houlsby, 2001)	16
Figura 3.1 – Amostra A ainda em tubo de amostragem.	17
Figura 3.2 – Amostra C após desagregação no almofariz com recurso a pilão.	18
Figura 3.3 – Exemplo de provete para a determinação do teor em água, colocado na balança para pesagem.	19
Figura 3.4 – Exemplo de provete após realização do ensaio de determinação do Limite de Plasticidade (pós-secagem).	20
Figura 3.5– Provete preparado para realizar o ensaio de penetração com cone.	20
Figura 3.6 – Provete preparado e colocado abaixo do cone para realização do ensaio.	21
Figura 3.7 – Equipamento do ensaio de molinete de laboratório (à esquerda). Provete preparado para ensaio (à direita).	22
Figura 3.8 – Equipamento utilizado para realização de ensaios de corte-direto.	23
Figura 3.9 – Moldes utilizados na preparação de provetes de secção quadrada para a execução de ensaio de corte-direto.	24
Figura 3.10 – Aspeto do provete após realização do ensaio.	24
Figura 4.1 – Correlação dos resultados de LL obtidos utilizando o método de Casagrande e o método do cone para as quatro amostras estudadas.	25
Figura 4.2 – Projeção gráfica dos resultados obtidos com o ensaio FCT.	27
Figura 4.3 – Projeção bilogarítmica dos resultados dos ensaios FCT.	28
Figura 4.4 – Comparação dos resultados de resistência ao corte não drenada a partir de ensaios FCT, para valores de K de 0,8 e 0,915.	29
Figura 4.5 – Correlação entre os resultados dos ensaios FCT e DST para as amostras A e B.	31
Figura 4.6 – Correlação entre os resultados dos ensaios FCT e DST para as amostras C e D.	32
Figura 4.7 – Correlação entre os resultados dos ensaios FCT e LVT para as amostras A e B.	34
Figura 4.8 – Correlação entre os resultados dos ensaios FCT e LVT para as amostras C e D.	35
Figura 4.9 – Correlação de resultados de ensaios e FCT nas mesmas amostras (adaptado de Tanaka, 2012).	35
Figura 5.1– Relação $\log s_u - \log w$ a partir dos resultados dos ensaios FCT, para a amostra B.	36
Figura 5.2 – Prolongamento da reta do gráfico até obter o valor de teor em água correspondente ao LP determinado pelo método do rolo.	37
Figura 5.3 - Prolongamento da reta do gráfico até obter o valor de teor em água correspondente ao LP determinado pelo método do rolo para as amostras A, C e D.	38
Figura 5.4 – Relação $\log_{pen} - \log w$ obtido com os resultados dos ensaios FCT na amostra B. Prolongamento da reta do gráfico até cruzar o valor de LP obtido com o método do rolo.	39
Figura 5.5 - Relação $\log_{pen} - \log w$ obtido com os resultados dos ensaios FCT na amostra A. Prolongamento da reta do gráfico até cruzar o valor de LP obtido com o método do rolo.	39

Figura 5.6 - Relação $\log_{pen}-\log_w$ obtido com os resultados dos ensaios FCT na amostra C e D. Prolongamento da reta do gráfico até cruzar o valor de LP obtido com o método do rolo.	40
Figura 5.7 – Relação $I_L-\log s_u$	41
Figura 5.8 - Relação $I_L-\log s_u$. para as amostras A e C.....	41
Figura 5.9 - Relação $I_L-\log s_u$ para a amostra D.....	42
Figura 5.10 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de Koumoto e Houlsby (2001), para a Amostra A.....	44
Figura 5.11 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de Koumoto e Houlsby (2001), para a Amostra B.	44
Figura 5.12 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de Koumoto e Houlsby (2001), para a Amostra C.	45
Figura 5.13 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de Koumoto e Houlsby (2001), para a Amostra D.....	45
Figura 5.14 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de O’Kelly (2013) com dados de controlo de FCT, para a Amostra A.	47
Figura 5.15 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de O’Kelly (2013) com dados de controlo de ensaios FCT, para a Amostra B.	48
Figura 5.16 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de O’Kelly (2013) com dados de controlo de FCT, para a Amostra C.	49
Figura 5.17 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de O’Kelly (2013) com dados de controlo de FCT, para a Amostra D.	50

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Classificação da plasticidade de um solo através dos valores de limite de liquidez e índice de plasticidade (Burmister, 1949).	4
Tabela 2.2 – Equações propostas por diversos autores para a estimativa de valores de resistência ao corte não drenada a partir de valores de índice de liquidez (adaptado de O’Kelly, 2013).....	6
Tabela 2.3 – Resultados obtidos num estudo comparativo entre os métodos da concha de Casagrande e cone de penetração na determinação do limite de liquidez (adaptado de Sherwood e Ryley, 1970).	7
Tabela 2.4 – Análise sintética, proveniente de várias fontes, de valores de resistência ao corte para teores em água correspondentes ao limite de liquidez (adaptado de O’Kelly, 2013)	11
Tabela 2.5 – Síntese dos dados utilizados pelos diferentes países/normas para a utilização do Fall Cone Test (adaptado de Koumoto e Houlsby, 2001).	12
Tabela 2.6 – Análise sintética, proveniente de várias fontes, de valores de resistência ao corte para teores em água correspondentes ao limite de plasticidade.	13
Tabela 3.1 – Classificação das amostras segundo as classificações AASHTO e USCS, e indicação da sua proveniência.	19
Tabela 4.1 – Resultados dos limites de Atterberg para as quatro amostras.	25
Tabela 4.2 – FCT: Resultados da amostra A	26
Tabela 4.3 – FCT: Resultados da amostra B.....	26
Tabela 4.4 – FCT: Resultados da amostra C.....	27
Tabela 4.5 – FCT: Resultados da amostra D.	27
Tabela 4.6 – DST: Resultados da amostra A.	30
Tabela 4.7 – DST: Resultados da amostra B.	30
Tabela 4.8 – DST: Resultados da amostra C.	30
Tabela 4.9 – DST: Resultados da amostra D.....	30
Tabela 4.10 – DST: Resultados da amostra D (continuação).....	30
Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios de molinete de laboratório.	33
Tabela 5.1 – Resultados de LP e s_u obtidos através de métodos de análise regressiva.....	37
Tabela 5.2 – Resultados de LL obtidos através de métodos de análise regressiva.....	42
Tabela 5.3 – Resultados de s_u obtidos através de métodos de análise regressiva.	42
Tabela 5.4 – Resultados do cálculo de IP _m para cada amostra, e o respetivo LL (obtido através do método do cone).	43
Tabela 5.5 – Dados de controlo utilizados para a Amostra A.	46

Índice de abreviaturas

s_u	resistência ao corte não drenada
w	teor em água
FCT	ensaio de penetração com o cone
LVT	ensaio de molinete de laboratório
DST	ensaio de corte-direto
UU	ensaio em condições não consolidadas, não drenadas
μm	micrómetro
mm	milímetro
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
IP	índice de plasticidade
IPm	índice de plasticidade modificado
kPa	kiloPascal
K	fator do cone de penetração
Sr	relação dos valores de resistência para teores em água correspondentes ao LL e ao LP (<i>strength ratio</i>)
w_{LN}	teor em água relativo
I_{su}	resistência ao corte relativa

1. Introdução

O ensaio de penetração com o cone (*Fall Cone Test*, FCT) foi originalmente desenvolvido na Escandinávia como um método de estimativa da resistência ao corte de solos coesivos remoldados e tornou-se desde então um dos métodos alternativos para o cálculo do limite de liquidez de solos coesivos. Em 1957, Hansbo desenvolveu um estudo onde estabeleceu a relação entre a penetração do cone e o valor da resistência ao corte não drenada (s_u) resultante, para cones de diferentes configurações (ângulos de abertura). Surge então a equação que permite o cálculo de s_u de solos coesivos utilizando o ensaio de penetração com o cone.

A recente norma EN ISO 17892 –6 (2016) refere-se a este método como uma estimativa pontual do valor de s_u com a mesma relevância que outros ensaios recomendados no Eurocódigo 7. Tal como o ensaio de molinete de laboratório (*Laboratory Vane Test*, LVT), este ensaio tem aplicação exclusiva para solos coesivos e apresenta uma considerável vantagem em relação a outros ensaios por ser bastante mais expedito, envolver provetes de menores dimensões e ter um campo de aplicação para teores em água (w) que podem atingir valores correspondentes aos do limite de liquidez (LL), valores estes normalmente difíceis de obter utilizando outros ensaios como o ensaio triaxial (*Triaxial Shear Test*), o corte direto (*Direct Shear Test*, DST) e o ensaio de compressão uniaxial (*Unconfined Compression Test*, UCT). Utilizando a equação de Hansbo (1957) é possível, em teoria, calcular s_u de uma amostra de solo para qualquer teor em água, o que, por razões práticas, não se confirma.

Karlsson (1961) e Youssef et al. (1965) observaram que a relação w - s_u não é linear, pelo que Fujikawa e Koumoto (1982) e Koumoto (1989, 1990) sugeriram uma relação bilogarítmica entre as duas grandezas.

Tanaka et al. (2012) avaliaram a resistência ao corte de solos argilosos recorrendo ao ensaio FCT, comparando-o com ensaios de molinete, de campo (FVT) e de laboratório (LVT), e com o ensaio de compressão uniaxial (UCT), que é um ensaio tradicionalmente utilizado no Japão para determinação de s_u . Concluíram que os ensaios FCT e UCT não apresentam uma boa correlação, porém, os ensaios FCT e LVT apresentam uma boa correlação em amostras com altos teores de água, próximos do limite de liquidez.

O presente estudo foi realizado com os objetivos de melhorar o conhecimento do ensaio FCT e para comparar os resultados com os de outros ensaios mais conhecidos e utilizados. Todos os ensaios foram executados em amostras remoldadas ou remexidas, e o processo de remoldagem foi feito manualmente, em sacos de plástico e em recipientes próprios, com recurso a espátula. Este processo foi moroso, visto ser necessário garantir que as condições são efetivamente remoldadas, ou seja, que a estrutura original do material é destruída neste processo, que são eliminados os vazios entre as paredes dos recipientes e o solo e assegurar que o provete é uniforme no que diz respeito ao seu teor de água.

Numa fase inicial, realizaram-se apenas ensaios FCT e determinação dos limites de consistência pelo método de Casagrande (LL) e do rolo (LP). Os ensaios DST e LVT foram efetuados considerando os teores em água calculados aquando da execução dos ensaios FCT, de maneira a tornar possível a comparação dos resultados obtidos para s_u .

A dissertação foi organizada em 4 capítulos principais. Iniciando-se numa revisão e análise bibliográfica dos conceitos posteriormente abordados. Segue-se um capítulo onde se descrevem os materiais (amostras) ensaiados bem como as metodologias e equipamentos utilizados na determinação dos limites de consistência e da resistência ao corte não drenada. Apresentam-se os resultados laboratoriais da determinação dos limites de consistência e a da resistência ao corte não drenada de todas as amostras, bem como as correlações obtidas na comparação dos valores obtidos com os diversos ensaios utilizados.

Por fim, um capítulo onde se abordam metodologias de análise regressiva para a estimativa de valores de resistência ao corte não drenada a partir de valores de teor em água, comparando com os resultados obtidos em laboratório.

Concluiu-se que existe uma boa correlação entre os métodos do cone de penetração e da concha de Casagrande para a determinação do limite de liquidez. No que diz respeito à determinação de s_u , concluiu-se que existe uma razoável correlação entre os ensaios FCT e DST, ainda que esta seja mais notória em algumas amostras, enquanto que a correlação entre os ensaios FCT e LVT é bastante boa, para todas as amostras ensaiadas.

2. Estado da Arte

Os solos são formados a partir da erosão física e química de maciços rochosos. Os materiais resultantes desta alteração podem permanecer *in situ* ou serem transportados e depositados. Em geotecnia definem-se os maciços rochosos como um conjunto de blocos de rocha justapostos e articulados. Como tal os tipos de solos formados pela erosão destes maciços estão dependentes da mineralogia da rocha que os constitui. A composição mineralógica condiciona características mecânicas importantes dos solos, em particular nos solos finos, como a resistência ao corte. Os solos finos, cujas partículas têm diâmetro equivalente inferior a $75\mu\text{m}$, são constituídos por silte e argila. O termo argila refere-se tanto à dimensão das partículas, inferiores a $2\mu\text{m}$, como também a uma classe de minerais distinguindo-se pela sua pequena dimensão, carga negativa, plasticidade quando misturado com água e alta resistência à erosão. As moléculas de água criam ligações químicas com os minerais das argilas num padrão regular, derivado da estrutura atômica das argilas e da estrutura dipolar das moléculas de água. Esta interação confere propriedades plásticas às argilas e impede o contacto direto entre as superfícies das partículas. Assim, a coesão de um solo refere-se à componente não friccional da resistência ao corte, independente das tensões normais. A natureza coesiva das argilas permite que um solo argiloso possa ser remoldado com a adição de água, criando uma pasta que não se desfaz durante o processo.

2.1. Limites de Consistência ou de Atterberg

As propriedades mecânicas das argilas são significativamente influenciadas pelo seu teor em água. Atterberg (1911b) definiu três limites qualitativos que descrevem mudanças no comportamento mecânico de solos coesivos com a variação do seu teor em água, estabelecendo os limites de consistência: limite de retração, limite de plasticidade e limite de liquidez (figura 2.1). O limite de retração (LR) é o teor em água correspondente à passagem de comportamento sólido para comportamento semi-sólido, e o teor em água a partir do qual ocorre aumento de volume. O limite de plasticidade (LP) é o teor em água correspondente à mudança de comportamento semi-sólido para um comportamento plástico, enquanto que o limite de liquidez (LL) é o teor em água da amostra a partir do qual esta começa a fluir como um líquido. Um solo pode então ser genericamente descrito pela sua plasticidade através do limite de liquidez e plasticidade. Os limites de liquidez e plasticidade são considerados característicos do comportamento de um solo coesivo, permitindo o cálculo do Índice de Plasticidade (IP), onde $IP = LL - LP$, através do qual se pode também classificar a plasticidade de um solo (tabela 2.1).

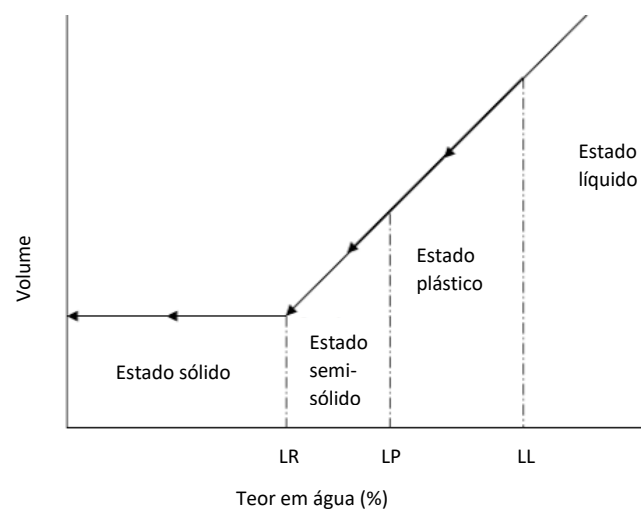


Figura 2.1 – Limites de Atterberg.

Tabela 2.1 – Classificação da plasticidade de um solo através dos valores de limite de liquidez e índice de plasticidade (Burmister, 1949).

Descrição	LL (%)	IP (%)
Não plástico	< 15	0
Baixa plasticidade	15-30	5 a 10
Média plasticidade	30-50	10 a 20
Alta plasticidade	50-80	20 a 40
Muito alta plasticidade	>80	> 40

Os ensaios para a determinação dos limites de consistência são descritos pormenorizadamente na norma EN ISO 17892 -12 (2018). Para a determinação do Limite de Liquidez estão previstos dois métodos diferentes: um utilizando um cone de penetração, outro uma concha, chamada concha de Casagrande, por ter sido desenvolvido por Casagrande (1932). O método do cone de penetração não é ainda utilizado em Portugal, mas é considerado por muitos autores como um ensaio mais fiável que o ensaio com concha de Casagrande, dado existir uma forte dependência da experiência do operador nos resultados deste ensaio.

2.2. Resistência ao corte de um solo

A resistência ao corte de um solo é a resistência interna, por unidade de área, que a massa de solo oferece relativamente à rotura por corte ao longo de um plano no seu interior (Atkinson, 2007). Na prática, descreve a magnitude de tensão de corte, τ_f , que um solo pode suportar até entrar em rotura. Torna-se então necessário compreender e quantificar a natureza da resistência ao corte dos materiais no sentido de avaliar a sua capacidade de suporte e estabilidade quando interessados por estruturas geotécnicas, como fundações, barragens de aterro, estradas, taludes, etc. Mohr (1900) teorizou que os materiais entram em rotura através de uma combinação crítica entre a tensão normal e a tensão de corte aplicada, e não apenas por uma tensão máxima normal ou de corte. Assim, a relação entre a tensão normal e a tensão de corte num plano de rotura pode ser expressa através da seguinte equação 2.1:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.1)$$

Para grande parte dos problemas de mecânica dos solos, é suficiente aproximar a tensão de corte no plano de rotura como uma função linear da tensão normal (Coulomb, 1776). Esta função linear, se for considerado o critério de rotura de Mohr-Coulomb, pode ser escrita como indicado na equação 2.2, quando existe atrito:

$$\tau_f = c + \sigma * \tan\phi \quad (2.2)$$

Onde:

c – coesão

σ - tensão normal no plano de rotura

ϕ - ângulo de atrito interno

τ_f - tensão de corte

No caso mais simples, em que não se considera o atrito, a tensão ao corte é uma constante igual à coesão (Atkinson, 2007), que se representa por s_u (ou c_u) em condições não drenadas. Num solo, a tensão normal total num ponto (equação 2.3) é a soma da tensão efetiva (σ') com a tensão intersticial (u):

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.3)$$

A resistência ao corte de um solo é tipicamente analisada como sendo drenada ou não drenada (s_u), dependendo principalmente da permeabilidade da massa de solo e da velocidade de aplicação da tensão normal. Em condições drenadas, o corte do solo ocorre a uma velocidade que permite a dissipação da água da sua estrutura, e consequentemente das pressões intersticiais, enquanto que em condições não drenadas tal não acontece, ou seja, as pressões intersticiais não se dissipam antes de ocorrer o corte. Esta é a condição típica em argilas, na situação de curto prazo.

Entende-se assim que a resistência ao corte de um solo é uma característica complexa de estudar ao existirem vários fatores envolvidos como a heterogeneidade do solo, o teor em água, a capacidade de drenagem do solo, a história geológica (consolidação e sobreconsolidação do solo), as condições ambientais, etc. Foram então criados ensaios laboratoriais e de campo com o propósito de quantificar a resistência ao corte de solos bem como os parâmetros associados, como a coesão e o ângulo de atrito interno. Os ensaios de laboratório mais comuns são o corte direto, compressão triaxial, o cone de penetração, o molinete, e a compressão uniaxial e a sua aplicabilidade varia conforme a complexidade da situação geotécnica. Enquanto os ensaios triaxial e de corte-direto são consideravelmente mais complexos e aplicáveis a qualquer tipo de solos, os ensaios de molinete e cone de penetração têm uma aplicação exclusiva para solos argilosos. A relação entre o teor em água de um solo argiloso e a sua resistência ao corte é uma relação complexa e bastante importante no contexto do projeto geotécnico. Devido à sua muito baixa permeabilidade, a drenagem de água da sua estrutura é bastante lenta, implicando que as pressões intersticiais, induzidas pelo aumento das tensões, são dissipadas lentamente. Deste modo, considera-se que dependendo das condições sob as quais os ensaios laboratoriais são realizados, a resistência ao corte seja considerada drenada ou não drenada. Considera-se drenada quando as tensões intersticiais foram dissipadas previamente ou durante a execução do ensaio, ou não drenada quando as tensões intersticiais não foram dissipadas.

2.3. Relação teor em água – resistência ao corte não drenada

A relação teor em água – resistência ao corte não é linear em solos coesivos, mas representada por uma curva ao longo de toda a gama de valores de teor em água, que variam desde valores superiores ao limite de liquidez até perto do limite de plasticidade (Karlsson, 1961; Youssef et al., 1965). Fujikawa e Koumoto (1982) e Koumoto (1989) sugerem que uma relação bilogarítmica entre estas grandezas apresenta uma equação mais próxima de uma reta, para uma maior gama de teores de água. Na figura 2.1, adaptada de Koumoto e Houlsby (2001), observa-se a relação linear entre a resistência ao corte não drenada de argilas, determinada por ensaios de molinete, e o respetivo teor em água. De referir que, neste exemplo, os valores de s_u representados são adimensionais ao serem normalizadas para a pressão atmosférica (p_a).

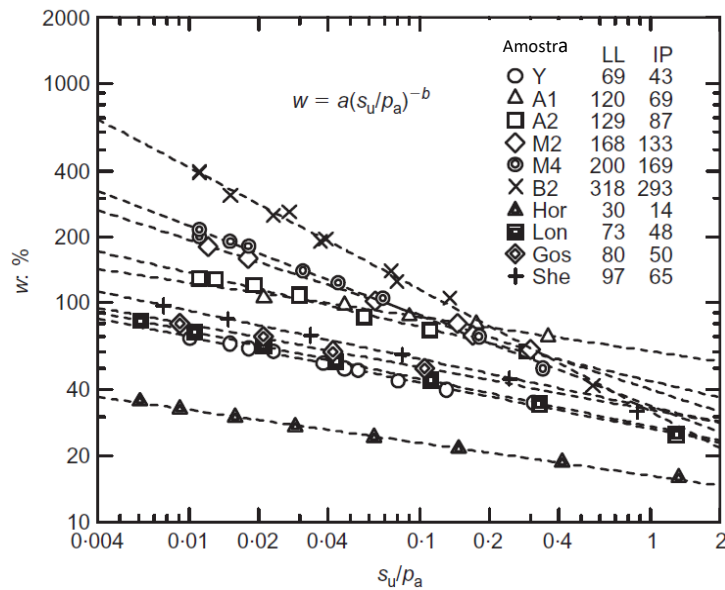


Figura 2.2 – Relação logarítmica entre o teor em água e a resistência ao corte não drenada (ensaio de molinete) em diversas argilas (adaptado de Koumoto e Houlsby, 2001).

A relação entre o teor em água de um solo e a sua resistência ao corte tem sido estudada por diversos investigadores utilizando os valores do índice de liquidez (IL), definido pela equação 2.4 e que considera o teor em água natural do solo (w) e os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP).

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \quad (2.4)$$

Na tabela 2.2, adaptada de O’Kelly (2013), apresentam-se algumas das equações propostas por diferentes autores para o cálculo de s_u . É importante referir que muitas destas equações assentam no pressuposto que, para o teor em água respetivo ao limite de liquidez, é possível assumir um valor fixo de s_u , valor este que varia dependendo dos ensaios utilizados na sua determinação e nas respetivas normas. Neste sentido, estas fórmulas não são aplicáveis visto admitirem valores de s_u correspondentes ao LL que não se verificam de acordo com a norma EN ISO 17892 – 6.

Tabela 2.2 – Equações propostas por diversos autores para a estimativa de valores de resistência ao corte não drenada a partir de valores de índice de liquidez (adaptado de O’Kelly, 2013).

Referência	Equação (s_u em kPa)
Wroth e Wood (1978)	$s_u = 170 \exp(-4,6 I_L)$
Leroueil et al. (1983)	$s_u = 1 / (I_L - 0,21)^2$
Locat e Demers (1988)	$s_u = (19,8 / I_L)^{2,44}; I_L > 1,0$
Hirata et al. (1990)	$s_u = \exp(-3,361 I_L + 0,376)$
Terzaghi et al. (1996)	$s_u = 2(I_L)^{-2,8}$
Yilmaz (2000)	$s_u = \exp(0,026 - 1,21 I_L)$
NGI (2002)	$s_u = 4,2(I_L)^{-1,6}$
NGI (2002)	$s_u = 3,9(I_L)^{-2,0}$
Yang et al. (2006)	$s_u = 159,6 \exp(-3,97 I_L)$

Mais recentemente, Vardanega e Haigh (2014) propõem uma nova relação, equação 2.5, aplicável para valores de IL compreendidos entre 0,2 e 1,1 admitindo que o valor de s_u para o teor em água correspondente ao LL é de 1,7 kPa.

$$s_u = s_u(LL) * 35^{1-LL} \quad (2.5)$$

2.4. Ensaios para a determinação da resistência ao corte não drenada

Existem vários ensaios laboratoriais que permitem determinar a resistência ao corte de um provete de solo. Alguns destes ensaios, como o ensaio triaxial e o ensaio de corte direto, podem ser utilizados em qualquer tipo de solos enquanto que ensaios como o ensaio do molinete e ensaio do cone de penetração, têm uma aplicação exclusiva para solos argilosos.

2.4.1. Ensaio de penetração com cone

Com a publicação das normas EN ISO 17892 - 6 e EN ISO 17892 – 12, o ensaio do cone de penetração ou Fall Cone Test (FCT) será um dos ensaios a realizar, em Portugal, para a determinação da resistência ao corte e do limite de liquidez, respetivamente. O ensaio do cone de penetração, foi originalmente desenvolvido por John Olsson em 1915 (Olsson, 1921; Hansbo, 1957), como uma medição direta da resistência ao corte de solos argilosos. Em 1957, Hansbo concebeu a equação que é atualmente utilizada no cálculo da resistência ao corte não drenada em função da penetração do cone numa amostra. O ensaio foi modificado pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC, 1966) para ensaios em betumes e posteriormente introduzido no Reino Unido como um ensaio de solos por Sherwood e Ryley (1970).

O método do cone de penetração tornou-se também o ensaio padrão na determinação do limite de liquidez no Reino Unido (BS 1377, 1990) e adotado na prática laboratorial canadiana de mecânica dos solos (CAN/BNQ, 1986). O princípio de funcionamento do ensaio é simples, baseando-se na penetração de um cone, com dimensões e massa padronizadas, num provete preparado especificamente para o efeito ou retirado diretamente de amostras de sondagem. Existem vários cones em uso, sendo que o cone de 30°-80g e o de 60°-60g são os mais comuns, e os adotados pela norma EN ISO 17892-6. É um teste mecânico que minimiza a influência do operador, intrínseca ao método da concha de Casagrande, e que foi calibrado para, na prática, se obterem resultados semelhantes. Na tabela 2.3, adaptada de Sherwood e Ryley (1970), observam-se os resultados de um estudo que compara valores de limite de liquidez obtidos pelos métodos de Casagrande e FCT. Os autores concluíram que, para argilas de baixa plasticidade, obtém-se resultados mais consistentes com o ensaio de penetração com o cone.

Tabela 2.3 – Resultados obtidos num estudo comparativo entre os métodos da concha de Casagrande e cone de penetração na determinação do limite de liquidez (adaptado de Sherwood e Ryley, 1970).

Método de Casagrande (%)				Método do cone de penetração (%)		
Amostras						
Operador	2	9	11	2	9	11
A	32	63,8	73,8	35,5	65,5	73,3
B	30,1	67,4	73,2	33,4	64,8	73,4
C	35,2	66,6	75,7	35,7	64,8	73,4
D	37	67,7	76,4	36,9	64,4	73,6
E	38,1	69,8	76,8	35,9	66,2	73,2
F	35,4	68,7	75,5	36,7	65,6	73,1
G	36,5	70,2	76,1	37,4	65,9	72,6
H	38	69,1	76,3	37	66	73,4

A equação de Hansbo e a influência do tipo de cone

O cálculo da estimativa de s_u (kPa) assenta na equação 2.6 (Hansbo, 1957). O valor de s_u é proporcional à massa do cone e inversamente proporcional ao quadrado da penetração. A constante K depende primariamente do ângulo de abertura do cone e da sensibilidade da argila.

$$s_u = K \left(\frac{m \cdot g}{d^2} \right) \quad (2.6)$$

Onde:

s_u – resistência ao corte não drenada (kPa)

K - constante do cone utilizado (valor tabelado)

m - massa do cone (g)

g - aceleração da gravidade (m/s^2)

d – valor médio das penetrações obtidas (mm)

Houlsby (1982) realizou uma análise dinâmica do FCT e concluiu que o fator que mais afetava o ensaio era a rugosidade do cone. Observou também que os valores de resistência previstos eram superiores aos obtidos por outros métodos experimentais, tendo dificuldade em explicar estas diferenças. Fujikawa e Koumoto (1982) realizaram uma análise estática, estudando os valores teóricos do fator K do Fall Cone (Hansbo, 1957), e concluíram que eram bastante inferiores aos valores experimentais. Este fator K é uma variável integrante da equação de Hansbo (1957), cujo valor varia conforme o tipo de cone a ser utilizado, e que é diferente nas normas de cada país. Na prática, o fator K é um fator de correção que permite ajustar os valores obtidos através da equação de Hansbo a valores obtidos através de outros ensaios, como triaxial e molinete. Koumoto (1989) obteve alguma concordância entre a teoria e a experimentação ao introduzir o conceito de resistência dinâmica na análise de Houlsby, e comprovou que os valores de K calculados eram mais compatíveis com os observados nos resultados para o cone de 60° - 60g.

Leroueil e Le Bihan (1996) registaram que o rácio médio de penetração entre os cones de 60°-60g e 30°-80g é 0,5, implicando que para uma mesma amostra, com um determinado teor em água, o cone de 30°-80g deveria produzir o dobro da penetração na amostra relativamente ao cone de 60°-60g. Em consequência, o valor de K para o cone de 30°-80g é exatamente três vezes o valor de K para o cone de 60°-60g, o que é compatível com os dados experimentais de Koumoto e Houlsby (2001). Porém, os valores teóricos apontam para uma relação entre os valores de K dos dois cones de 4,4 vezes. Esta discrepância é justificada maioritariamente pela diferença dos valores de K experimentais e teóricos para o cone de 30°-80g. Koumoto e Houlsby (2001) trabalharam para resolver as diferenças entre a teoria e a experimentação, descritas acima. Apresentaram uma análise do FCT onde todos os fatores que, em teoria, afetam o ensaio foram tidos em conta, e obtiveram uma concordância razoável entre os resultados experimentais e a teoria. Os autores recomendam a adoção universal do cone de 60°-60g com base em:

- a) o valor de K encontra-se em melhor concordância com os resultados obtidos experimentalmente, em comparação com o cone de 30°-80g;
- b) considera-se que os resultados obtidos com este cone são menos sensíveis à rugosidade do próprio cone;
- c) assume-se que este cone é menos sensível ao desgaste.

Porém, reconhecem que as maiores penetrações geradas pelo cone de 30° permitem uma maior precisão nas leituras, especialmente para penetrações mais próximas do teor em água correspondente ao LL.

Para o cálculo do limite de liquidez através do cone, e tal como já referido, admite-se o uso de cones com geometrias distintas, sendo que os mais comuns são o cone com um ângulo de 30°-80g, e o cone de 60°-60g. Normalmente adota-se, para o cone de 60°-60g, o valor de 10mm de penetração na amostra como a penetração correspondente ao limite de liquidez, e 20mm de penetração para o cone de 30°-80g, em concordância com o proposto por Leroueil e Le Bihan (1996). Porém, se o método de Casagrande for utilizado como o método para determinar o limite de liquidez, em argilas com muito alta plasticidade (LL entre 70-350%) o valor de penetração correspondente irá variar entre 10-14mm, para o cone de 60°-60g (Koumoto e Houlsby, 2001). Kumapley e Boakye (1980) registaram que, para o cone de 60°-60g, o valor de penetração para o limite de liquidez varia entre 10-12mm para argilas com LL inferior a 90%.

Devido à dificuldade em conciliar estas diferenças, a Japanese Geotechnical Society (2000) adotou 11,5mm como o valor de penetração para o limite de liquidez com a intenção de permitir que o FCT fosse aplicável para todas as argilas com LL inferior a 160%. Esta decisão é suportada por um conjunto de ensaios realizados em argilas de solos japoneses, que registaram uma diferença entre os métodos inferior a 4%, para todas as argilas com LL inferior a 160%. Em Portugal, a norma EN ISO 17892-12 admite para a determinação do LL os dois cones, de 30° e 60°, e penetrações de 20mm e 10mm, respetivamente.

Presentemente, o LL e o LP são calculados por métodos bastante distintos. Se o FCT fosse também utilizado diretamente na determinação do LP, traria inúmeras vantagens, especialmente em substituição do método do rolo de Casagrande. Porém, atualmente, tal revela-se como uma dificuldade visto que tipicamente os materiais argilosos, para o teor em água correspondente ao LP, ou seja, teores em água baixos, apresentam resistência alta, dificultando a execução viável de qualquer ensaio. Koumoto e Houlsby (2001) sugerem o uso da projeção gráfica da relação profundidade de penetração-teor em água, permitindo extrapolar o valor de penetração do cone que corresponderia ao teor em água do LP obtido pelo método do rolo de Casagrande.

A figura 2.2, adaptada de Koumoto e Houlsby (2001), mostra a relação entre os valores de penetração para teores em água correspondentes ao LP extrapolados de vários gráficos penetração-teor em água, e o LP calculado pelo método do rolo de Casagrande, entendendo-se que a média de profundidade de penetração obtida é de 1,3mm, para o cone de 60° – 60g. Porém, esta penetração é, em termos práticos, muito difícil se não impossível, de obter com os cones mais comuns (30°-80g, e 60°-60g). Tal deriva do facto de uma amostra de argila com teores em água baixos, próximos do limite de plasticidade, encontrar-se bastante friável dificultando a preparação do provete para o ensaio do cone, bem como a determinação da sua resistência com base na penetração do cone, inviabilizando o ensaio. Porém, em certos países, como a Índia, foram criadas metodologias com o cone de penetração para determinar o LP que envolvem o uso de cones consideravelmente mais pesados. Outras metodologias, utilizando cones pseudo-estáticos, foram exploradas por Stone e Phan (1995) e Stone e Kyambadde (2007).

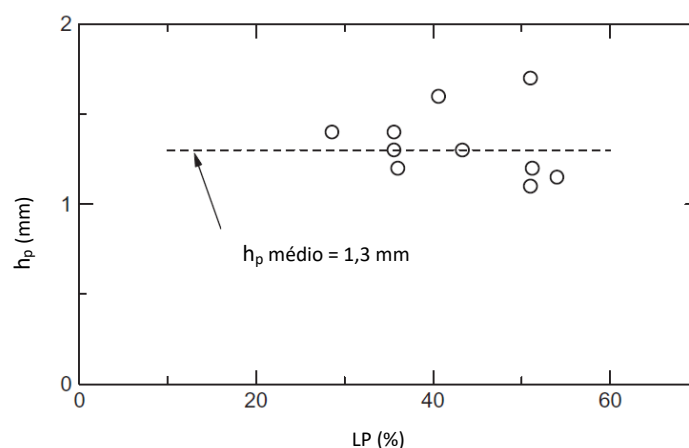


Figura 2.3 – Relação entre os valores de limite de plasticidade calculados pelo método do rolo, e os respectivos valores de penetração com o cone (h_p na figura) extrapolados a partir de gráficos penetração – teor em água (adaptado de Koumoto e Houlsby, 2001).

2.4.2. Ensaio de corte-direto

O ensaio de corte direto é um dos métodos mais antigos de determinar a resistência ao corte de um solo. É utilizado para qualquer tipo de solos e tem a particularidade de permitir controlar algumas condições do ensaio como a consolidação prévia do provete e a drenagem. Consiste numa caixa metálica, dividida em duas partes, onde se insere o provete de ensaio. Aplica-se uma tensão normal no topo da caixa e o corte é aplicado ao mover as duas partes da caixa uma em relação à outra (Das, 2010). Deste modo, é possível determinar não só a resistência ao corte (drenada ou não drenada) mas também parâmetros como a coesão e ângulo de atrito interno.

2.4.3. Ensaio de molinete de laboratório

O ensaio de molinete é um método bastante expedito de determinar a resistência ao corte não drenada de solos coesivos. É um ensaio que pode ser utilizado no campo (*in situ*, FVT) e em amostras de pequenas dimensões com equipamento laboratorial (LVT). O ensaio em si é relativamente simples, consistindo na inserção de quatro pás de molinete no provete, nas quais se aplica o torque provocando um corte cilíndrico no solo. À semelhança do ensaio FCT, este ensaio tem um uso exclusivo em solos argilosos.

2.5. Resistência ao corte não drenada para teores em água correspondentes aos limites de Atterberg

Youssef et al. (1965) testaram um grande número de argilas remoldadas, determinando s_u com recurso ao ensaio de molinete de laboratório (LVT), variando o teor em água em torno do limite de liquidez. Os resultados obtidos (figura 2.3) foram publicados originalmente por Youssef et al. (1965) e posteriormente apresentados por Wroth e Wood (1978).

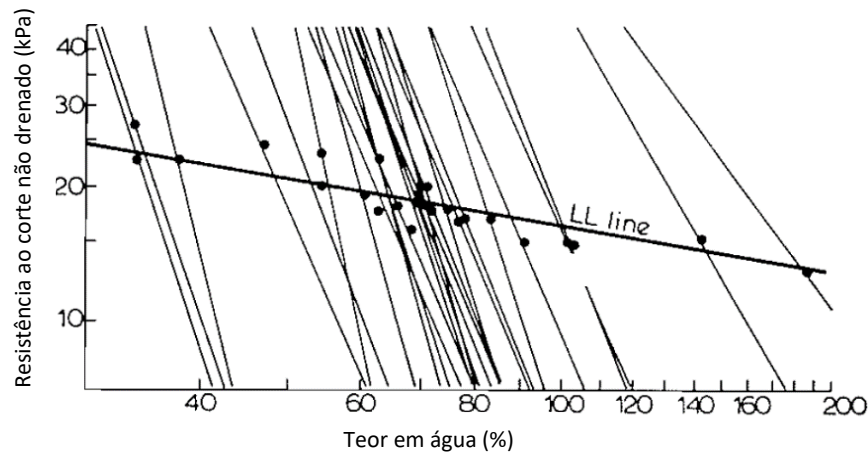


Figura 2.4– Resultados de ensaios de molinete realizados para teores em água próximos do limite de liquidez (adaptado de Youssef et al., 1965).

Estudos semelhantes obtiveram a estimativa do valor de s_u para teores em água correspondentes ao LL, variando entre 1,38-4,52 kPa. Embora Wroth e Wood (1978) sugiram um valor médio de s_u para o LL de 1,7 kPa, valor proveniente de uma análise sintética de várias fontes, indicam um intervalo de 0,7-2,65 kPa, como apresentado na tabela 2.4, adaptada de O’Kelly (2013).

Tabela 2.4 – Análise sintética, proveniente de várias fontes, de valores de resistência ao corte para teores em água correspondentes ao limite de liquidez (adaptado de O’Kelly, 2013)

Fonte	s_u (kPa)		Referências
	Intervalo	Média	
BS 1377 (BSI 1948)	-	1,6	Citado em Whyte (1982)
Skempton e Northey (1953)	0,7 - 1,75	-	Diversos solos
Seed et al. (1964)	2,5	-	Citado em Whyte (1982)
Youssef et al. (1965)	1,3 - 2,4	1,7	Ensaio de molinete de laboratorial
Skopek e Ter-Stepanian (1975)	1 - 3	-	Citado em Wroth e Wood (1978)
Karlsson (1977)	0,5 - 4,0	-	Citado em Whyte (1982)
Wroth e Wood (1978)	-	1,7	Melhor estimativa
ASTM D4318-00 (ASTM 2001)	1,1 - 2,3	-	Citado em Wroth e Wood (1978)
Swedish cone	-	1,7	Citado em Whyte (1982)
Whyte (1982)	-	1,6	Revisão literária
Deferico (1983)	1,7 - 2,8	-	Citado em Sharma e Bora (2003)
Wood (1985)	-	1,7	Citado em Sharma e Bora (2003)
Sharma e Bora (2003)	-	1,7	Melhor estimativa

O valor de s_u calculado para um teor em água correspondente ao LL, através do método de penetração com o cone, varia conforme os valores adotados para a constante K e o valor de penetração admitido para o teor em água correspondente ao LL. Para este teor em água, Koumoto e Houlsby (2001) apresentam a variação com o resultado teórico de 1,83kPa, para uma penetração de 10mm, e 1,38kPa para uma penetração de 11,5mm, de acordo com a JGS. Por sua vez, o valor de s_u obtido utilizando a norma EN ISO 17892 – 6, é de 1,57kPa a 10mm ou 20mm de penetração. Na tabela 2.5, adaptada de Koumoto e Houlsby (2001), observam-se os diversos cones, penetrações, e valores de K adotados por alguns países. Como se observa, os valores de K variam consideravelmente, o que gera alguma disparidade nos resultados de s_u para o teor em água do LL. A norma EN ISO 17892-6, a ser utilizada em Portugal, pondera valores de K de 0,80 e 0,27, para os cones de 30°-80g e 60°-60g, respetivamente. Esta norma estará também a ser utilizada em países como a Suécia, Noruega, Reino-Unido e França, pelo que os valores indicados poderão ter resultado das normas em utilização anteriormente à implementação da nova norma EN ISO 17892 - 6.

Tabela 2.5 – Síntese dos dados utilizados pelos diferentes países/normas para a utilização do Fall Cone Test (adaptado de Koumoto e Houlsby, 2001).

País	Cone		Penetração no LL (mm)	K	s_u para o LL (kPa)
	Ângulo (graus)	Massa (g)			
Suécia e Noruega	60	60	10	0,305	1,83
Canadá	60	60	10	0,305	1,83
Japão	60	60	11,5	0,305	1,38
Índia	31	148	25,4	1,24	2,84
Reino-Unido	30	80	20	1,33	2,66
Nova Zelândia	30	80	20	1,33	2,66
França	30	80	17	1,33	3,68
China	30	76	17	1,33	3,5

Atualmente, os limites de liquidez e de plasticidade são calculados por métodos distintos. Entende-se que se o ensaio de penetração com o cone fosse adaptado de forma a também conseguir calcular o LP, traria ainda uma maior importância a este ensaio. Embora existam normas que contemplam o uso de cones com geometria e massas diferentes para o cálculo do LP, tal metodologia não é considerada em Portugal e, na verdade, existem poucos países no mundo que incorporam esta metodologia nas suas normas.

Schofield e Wroth (1968) examinaram dados resultantes de ensaios Vane realizados por Skempton e Northey (1953), e concluíram que os valores de s_u para teores em água correspondentes ao LL e ao LP apresentam uma relação média de 1 para 100. A relação entre estas resistências é muitas vezes definida como “*strength ratio*” (Sr) (equação 2.7).

$$Sr = \frac{s_u(LP)}{s_u(LL)} \quad 2.7$$

Wood (1990) diz que Sr é dependente da mineralogia da argila e, baseando-se em dados de Dumbleton e West (1970) refere um valor de $Sr=30$ para argilas caulínicas e $Sr=100$ para argilas montmoriloníticas. Por sua vez, Vardanega e Haigh (2014) discutem estes valores e propõem Sr de 35 para enquadrar uma maior gama de argilas.

Neste contexto deveria então ser possível estimar o valor de penetração associado ao LP. Deste modo, um S_r de 100, valor sugerido originalmente por Skempton e Northey (1953) e subsequentemente adotado por vários autores, como Koumoto e Houslby (2001) e Feng (2000), implicaria que a penetração fosse de 1mm para a determinação do LP, com o uso do cone de 60°-60g. Consequentemente, o valor de s_u esperado para um teor em água correspondente ao LP seria de 157kPa, 100 vezes o valor de s_u expectável para o teor em água correspondente ao LL. Este valor encontra-se dependente de cada norma, por exemplo, a norma japonesa estima um valor de s_u para um teor em água correspondente ao LL consideravelmente inferior, na ordem dos 1,38kPa o que implicaria um valor de s_u de 138kPa correspondente ao teor em água do LP. Porém, esta metodologia envolve extrapolação de valores, e o valor de S_r utilizado como referência raramente se verifica como sendo um valor realista, sendo apenas uma estimativa grosseira, ao estar dependente do tipo de argilas.

Deste modo, Koumoto e Houslby (2001) sugerem a adoção e normalização de um cone de dimensões e massa superiores, que provoque penetrações consideravelmente maiores, permitindo assim a redefinição do método de determinação do LP, tal já foi alcançado em alguns países como a Índia, ou mesmo a definição de um novo valor índice. Como se verifica na tabela 2.6, existem várias considerações feitas por diferentes autores em relação aos valores de s_u para o teor em água correspondente ao LP.

Tabela 2.6 – Análise sintética, proveniente de várias fontes, de valores de resistência ao corte para teores em água correspondentes ao limite de plasticidade.

Fonte	s_u (kPa)		Referências
	Intervalo	Média	
BS 1377 (BSI 1948)	-	110	Citado por Whyte (1982)
Skempton e Northey (1953)	85-125	110	Citado por Whyte (1982)
Dennehy (1978)	30-320	115*, 104†	Citado por Whyte (1982)
Arrowsmith (1978)	20-220	110	Citado por Whyte (1982)
Wroth e Wood (1978)	-	170	Melhor estimativa
Medhat e Whyte (1986)	-	110	Revisão literária
Sharma e Bora (2003)	-	170	Método do cone de penetração

* - aritmético, † - geométrico

Em 2012, Tanaka et. al desenvolveram um estudo onde utilizaram o FCT para a determinação de s_u em solos argilosos. Utilizaram o FCT para estimar a sensibilidade das argilas, realizando ensaios em amostras intactas, colhidas em sondagens, e em amostras remoldadas. Para as mesmas amostras compararam os resultados de s_u obtidos em ensaios FCT com metade do valor de resistência obtida em ensaios de compressão uniaxial, considerado como um método padrão no Japão. Compararam também os resultados obtidos em ensaios FCT com os resultados obtidos em ensaios de molinete de campo e de laboratório (LVT).

Concluíram que existe uma enorme variabilidade nos resultados obtidos com o FCT e o ensaio de compressão uniaxial, não sendo conclusivos em relação aos fatores que afetavam a discrepância nos resultados. Verificaram ainda que a sensibilidade medida utilizando o ensaio FCT e os ensaios de molinete também varia. Estimam que esta variação esteja relacionada com as metodologias de remoldagem utilizadas. Enquanto no ensaio FCT as amostras foram remoldadas manualmente, nos ensaios de molinete as amostras intactas eram remoldadas pela rotação do próprio molinete, ou seja, durante o ensaio.

2.6. Métodos de análise regressiva

2.6.1. Método de Koumoto e Houlsby (2001)

Da análise teórica da resistência à penetração do cone e da resistência ao corte no FCT, e construindo sobre a relação já estabelecida por Butterfield (1979), Koumoto e Houlsby (2001) propõem a seguinte relação empírica (equação 2.8):

$$w = a * s_u^{-b} \quad (2.8)$$

Onde:

w – teor em água (%)

s_u – resistência ao corte não drenada (kPa)

a – teor em água correspondente a um valor de s_u (%)

b – gradiente entre o teor em água e s_u

O'Kelly (2013) descreve também esta relação empírica num gráfico bi-logarítmico, como se apresenta na figura 2.3.

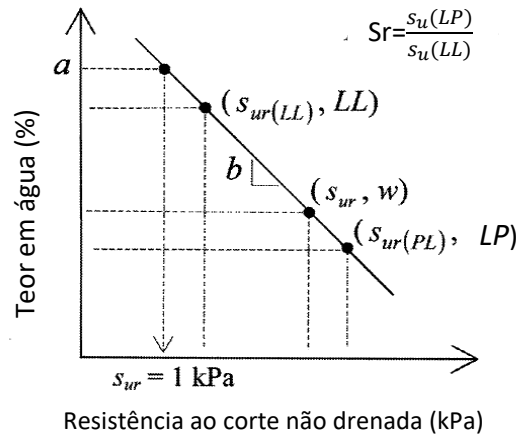


Figura 2.5– Relação entre o teor em água e a resistência ao corte não drenada, s_{ur} , para amostras remoldadas (adaptado de O'Kelly, 2013).

Destas relações, verifica-se que é necessário estabelecer um valor de *strenght ratio* (Sr), ou seja, atribuir um valor de s_u respetivo aos teores em água do LL e LP, que permita definir o declive da reta (b). Koumoto e Houlsby (2001) sugerem a redefinição do Índice de Plasticidade (IP), num Índice de Plasticidade modificado (IP_m), conforme equação 2.9:

$$IP_m = \ln LL - \ln LP \quad (2.9)$$

É então necessário considerar um valor de s_u para o teor em água correspondente ao LL, valor este que pode variar de acordo com a norma de cada país. É também necessário admitir que existe uma correlação entre os limites, ou seja, admitir um valor de Sr , de maneira a simplificar e resolver a equação (equações 2.10 e 2.11):

$$LL = a * s_u(LL)^{-b} \quad (2.10)$$

$$LP = a * s_u(LP)^{-b} \quad (2.11)$$

Deste modo (equação 2.12):

$$IP_m = \ln(a * s_u(LL)^{-b}) - \ln(a * s_u(LP)^{-b}) \quad (2.12)$$

A equação resolve-se quando se assume um valor de s_u para um teor em água correspondente ao LL, e uma correlação linear entre os valores de s_u para os teores em água correspondentes aos LL e LP (Sr). Exemplificando, e utilizando os valores de Koumoto e Houlsby (2001), considera-se um valor de 1,38kPa como a resistência ao corte para um teor em água correspondente ao limite de liquidez, e um Sr de 100, ou seja, o valor de s_u para um teor em água correspondente ao LP será 138 kPa IP_m será dado pela equação 2.13:

$$IP_m = \ln(a * 1,38^{-b}) - \ln(a * 138^{-b}) \quad (2.13)$$

Assim, a e b serão dados pelas equações 2.14 e 2.15 respetivamente:

$$a = 1,38^b * LL \quad (2.14)$$

$$b = \frac{IP_m}{\ln 100} \quad (2.15)$$

A equação 2.8 pode então ser redefinida de acordo com a equação 2.16:

$$w = 1,38^{IP_m/\ln 100} * LL * s_u^{-\ln 100/IP_m} \quad (2.16)$$

Ou (equação 2.17):

$$s_u = 1,38 * LL^{\ln 100/IP_m} * w^{-\ln 100/IP_m} \quad (2.17)$$

Estes valores podem ser adaptados de acordo com a norma utilizada, ou seja, pela norma EN ISO 17892 – 6 o valor de s_u para um teor em água correspondente ao limite de liquidez será 1,57kPa e não 1,38kPa, como exemplificado acima. Este valor de 1,57 kPa, advém da utilização da equação de Hansbo (1957), como já referido anteriormente.

Koumoto e Houlsby (2001) consideram que o valor de s_u de uma argila remoldada deve ser representado em função do tipo e da condição da argila. As equações acima são compatíveis com esta noção, ao serem expressas em função dos valores de LL e IP, que representam o tipo de argila, e um dado w , que representa o estado de consistência em que esta se encontra.

A figura 2.6, adaptada de Koumoto e Houlsby (2001), compara valores de s_u medidos e previstos pelo método descrito acima.

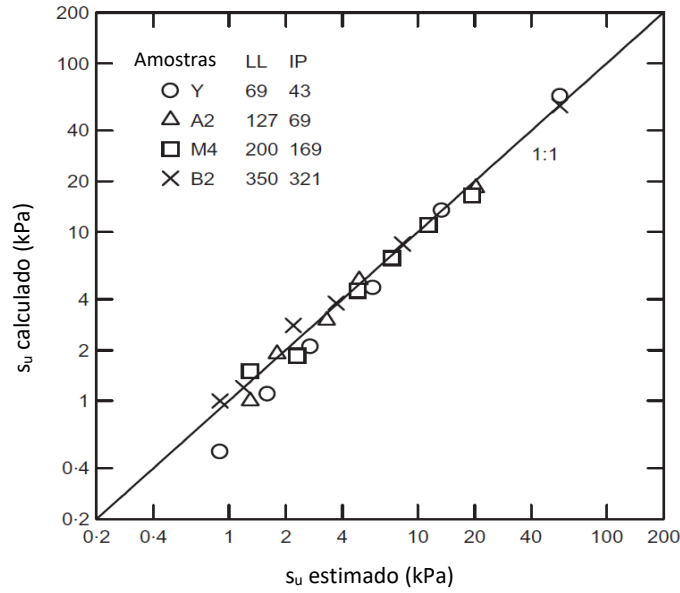


Figura 2.6– Valores de s_u calculados e estimados pelo método de Koumoto e Houlsby (adaptado de Koumoto e Houlsby, 2001)

2.6.2. Método de O’Kelly

O’Kelly (2013) considera o coeficiente a como estando relacionado com a capacidade de absorção da argila, que depende maioritariamente da sua granulometria, mineralogia, forma e atividade. Por outro lado, o coeficiente a considera-se relacionado também com a compressibilidade do solo.

O’Kelly (2013) propõe uma abordagem diferente para estimar a resistência ao corte não drenada de amostras remoldadas, mobilizada para diferentes teores em água. Ao contrário da metodologia apresentada por Koumoto e Houlsby (2001), esta abordagem não contempla correlações empíricas entre os limites de liquidez e plasticidade, no que diz respeito aos valores de s_u expectáveis, baseando-se antes em medições experimentais de resistência ao corte para dois provetes (A e B) com teores em água distintos. Estas medições experimentais deverão resultar de ensaios laboratoriais, ensaios de molinete, ensaios triaxiais, FCT, etc, executados a teores de água aleatórios, idealmente próximos dos limites do campo plástico. O’Kelly (2013) propõe a adoção de dois novos parâmetros de teor em água relativo (w_{LN}) e resistência ao corte relativa (I_{su}), definidos de acordo com as equações 2.18 e 2.19:

$$w_{LN} = \frac{\log w - \log w_1}{\log w_2 - \log w_1} \quad (2.18)$$

$$I_{su} = \frac{\log s_{u1} - \log s_{u2}}{\log s_{u1} - \log s_{u2}} \quad (2.19)$$

Onde s_{u1} , s_{u2} são os valores de s_u obtidos para os provetes 1 e 2, respetivamente, e w_1 , w_2 são os teores em água respetivos, sendo $w_1 < w_2$. Deste modo, estes pares de valores (s_u , w) são transpostos em coordenadas, num gráfico $w_{LN} - I_{su}$. Visto a relação $\log w - \log s_u$ ser linear, entende-se que esta nova relação seja igualmente linear. Assim, podem deduzir-se valores de s_u com teores em água entre os valores de w_1 e w_2 através da equação 2.20:

$$\log s_u = (1 - w_{LN}) \left(\log \frac{s_{u1}}{s_{u2}} \right) + \log s_{u2} \quad (2.20)$$

3. Materiais e métodos

Descrevem-se de seguida as amostras utilizadas neste estudo bem como os ensaios laboratoriais efetuados.

3.1. Materiais

Neste trabalho foram estudadas 4 amostras de solos argilosos colhidas em locais diferentes na zona de Lisboa e próximo de Torres Vedras. Dada a dificuldade de dispor de amostras indeformadas, selecionaram-se amostras de solos finos obtidas quer ao longo de furos de sondagem (A e C), amavelmente cedidas por empresas da área da geotecnia, quer em afloramentos à superfície (B e D).

Todas as amostras foram remoldadas de modo a obter condições semelhantes para a execução dos ensaios. Este processo de remoldagem foi efetuado de forma a garantir que qualquer estrutura original da amostra fosse destruída. O processo de adição de água (destilada), para preparação de provetes de ensaio, foi igualmente moroso e exigente com o intuito de garantir que o teor em água fosse homogéneo em toda a amostra. A remoldagem e adição de água foi efetuada com recurso a um recipiente apropriado e espátula. As amostras foram conservadas em sacos selados, de maneira a preservar o teor em água.

O número de ensaios realizados em cada amostra foi condicionado pela quantidade de amostra disponível. Deste modo foi realizado um número superior de ensaios na amostra D, existente em volume muito superior às restantes.

Amostra A

Esta amostra foi fornecida pela empresa Geocontrole, obtida durante um trabalho de prospeção geotécnica na zona de Vila Franca de Xira. Foram fornecidos dois tarolos de sondagem (figura 3.1), cada um com cerca de 50cm de comprimento, que se encontravam em perfeito estado de conservação, ou seja, estava preservado o teor de água natural do solo. A amostra foi colhida a uma profundidade de 12m sendo preservada em tubo PVC, tratando-se de uma amostra de argila escura, típica de terrenos lodosos.



Figura 3.1 – Amostra A ainda em tubo de amostragem.

Amostra B

Esta amostra foi colhida de um afloramento superficial na zona da praia de Santa Cruz, Torres Vedras. Trata-se de uma argila de cor acinzentada. O material recolhido encontrava-se totalmente descomprimido e continha partículas de dimensões das areias que foram removidas, por peneiração.

Amostra C

A amostra C foi fornecida pela empresa Geotest. Resultou de uma sondagem geotécnica na zona do Carregado, Lisboa. Trata-se de uma argila de cor castanha, preservada em tubos PVC, colhida a profundidade de 3 m. Todavia, sendo uma amostra antiga, não se encontrava num bom estado de conservação, ou seja, encontrava-se totalmente seca. De maneira a utilizar a amostra, optou-se por secar naturalmente o material e desagregá-lo com pilão e almofariz para posteriormente adicionar água e remoldar (figura 3.2).



Figura 3.2 – Amostra C após desagregação no almofariz com recurso a pilão.

Amostra D

A amostra D foi pessoalmente colhida no afloramento miocénico da Quinta do Lambert, Campo Grande, onde afloram as camadas de Argilas e Calcários dos Prazeres. O processo de amostragem foi relativamente simples, tendo sido retirados blocos de argila resultantes de pequenos escorregamentos de material do topo do afloramento, materiais que seria inacessível de outra maneira. Foi colhida uma amostra de grande volume, porém, as suas condições naturais não eram as mais favoráveis. A queda do material provocou descompressão nos blocos e os teores de água eram relativamente baixos, embora tivesse sido colhida durante um longo período de chuva.

Para caracterização das amostras, para além da granulometria foram determinados os limites de consistência, de acordo com as normas EN ISO 17892 – 1 e EN ISO 17892 - 12, e classificaram-se as amostras (tabela 3.1) de acordo com a classificação AASHTO (American Association of State Highways and Transportation Officials, AASHTO M 145) e USCS (Unified Soil Classification System, ASTM D2487). A classificação dos solos segundo a norma ISO 14688 - parte 2 não foi utilizada dado ainda estar em processo de votação.

Tabela 3.1 – Classificação das amostras segundo as classificações AASHTO e USCS, e indicação da sua proveniência.

Amostra	Localização	Profundidade	Classificação	
			AASHTO	USCS
A	Vila Franca de Xira	12 m	A 7-5	CH
B	Santa Cruz	Superfície	A 6	CL
C	Carregado	3 m	A 7-6	CH
D	Quinta do Lambert	Superfície	A 7-6	CL-CH

3.2. Métodos

3.2.1. Teor em água

Os teores em água de todas as amostras para cada um dos ensaios foram determinados segundo a norma EN ISO 17892-1 (2014). Reconhecimento e Ensaios Geotécnicos – Ensaios de Laboratório em Solos — Parte 1: Determinação do teor em água.

Imediatamente após cada ensaio, foi retirada uma porção do provete e colocado num recipiente metálico, com taragem previa da balança eletrónica. Este foi pesado, tendo, no mínimo, 15g de material e colocado na estufa para secagem. O processo de secagem teve uma duração mínima de 48 horas, a 105°. Após secagem, o provete foi novamente pesado, permitindo assim o cálculo do teor em água no momento do ensaio (figura 3.3).



Figura 3.3 – Exemplo de provete para a determinação do teor em água, colocado na balança para pesagem.

3.2.2. Limites de consistência ou de Atterberg

Os limites de plasticidade (LP) e de liquidez (LL) foram determinados segundo a norma EN ISO 17892-12 (2018). (Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 12: Determination of liquid and plastic limits.

Para o cálculo do LL, recorreu-se a ambos os métodos, a concha de Casagrande e o método do cone, tal como previsto na norma. A concha de Casagrande utilizada foi acionada eletronicamente e o cone utilizado tinha 30° de abertura e 80g de massa.

O limite de plasticidade foi determinado através do método do rolo de Casagrande (figura 3.4).



Figura 3.4 – Exemplo de provete após realização do ensaio de determinação do Limite de Plasticidade (pós-secagem).

3.2.3. Resistência ao corte não drenada

Para a determinação da resistência ao corte não drenada, foram considerados três métodos de ensaio em condições não drenadas: o ensaio de penetração com o cone (FCT), o ensaio de corte direto (DST) e o ensaio de molinete de laboratório (LVT). As dimensões dos provetes necessárias para realizar o ensaio LVT são consideravelmente superiores às dos provetes para os ensaios FCT e DST, o que impôs alguns constrangimentos no número de ensaios realizados. Realizaram-se ensaios em provetes com diferentes teores de água, procurando executar os três tipos de ensaios para teores em água semelhantes, de modo a poder correlacioná-los entre si.

3.2.3.1. Ensaio de penetração com o cone - Fall Cone Test (FCT)

O FCT foi executado segundo a norma EN ISO 17892-6:2016 para estimar a resistência ao corte não drenada (s_u). A Norma reforça a ideia de se tratar de uma estimativa e não de uma medição absoluta, especialmente considerando que os provetes ensaiados são de dimensões diminutas. O funcionamento do ensaio é simples, baseando-se simplesmente na penetração de um cone, com dimensões e massa padronizadas, num provete remoldado especificamente para o efeito a partir de uma amostra remexida ou diretamente obtido de uma amostra intacta. No caso de provetes preparados a partir de amostras remexidas, estas devem ser colocadas numa cápsula ou recipiente próprio para o efeito, com diâmetro mínimo que permita realizar 3 testes que se distanciem no mínimo 14mm entre si, e 7mm do perímetro do recipiente, e terem uma altura aproximada de 40mm (figura 3.5). Deste modo utilizou-se sempre o mesmo recipiente com dimensões exatas de 40mm de altura e 55mm de diâmetro.



Figura 3.5– Proвете preparado para realizar o ensaio de penetração com cone.

O cone utilizado tem um ângulo de abertura de 30° e 80g de massa, embora existam outros cones com dimensões e massas diferentes. O cone foi acionado eletronicamente, penetrando o material livremente por gravidade durante 2 segundos (figura 3.6). A leitura da penetração foi efetuada de seguida, através de um defletómetro instalado no equipamento, bem como a determinação do teor de água que deve ser feita de imediato, de maneira a evitar perdas de água significativas. Devem ser feitos no mínimo 3 testes em provetes de amostra remoldada, sendo o valor de penetração utilizado no cálculo uma média dos valores obtidos. Porém, entre cada teste não pode existir variação superior a 0,5mm de profundidade de penetração.



Figura 3.6 – Provette preparado e colocado abaixo do cone para realização do ensaio.

Na preparação de cada provete, foi necessário verificar que as dimensões mínimas eram cumpridas, que o material se encontrava homogêneo no que diz respeito ao teor em água e que não existam vazios no provete. Antes de cada ensaio, foi também necessário garantir que a superfície do provete se encontrava em bom estado e livre de possíveis elementos que perturbassem a penetração livre do cone. A ponteira do cone foi limpa sempre após cada utilização, entre cada teste, visto que fica material aderente à superfície do cone, afetando fortemente a sua rugosidade e, por sua vez, os resultados, o que invalidaria o ensaio. É também necessário garantir que a ponta do cone toca a superfície do provete antes de o dispositivo ser acionado. O material recolhido para o cálculo do teor em água deve encontrar-se na zona afetada pela penetração do cone.

O campo de aplicação do ensaio é genericamente definido entre 4-20mm de penetração. Os 20mm correspondem à penetração obtida quando a amostra se encontra com um teor em água correspondente ao limite de liquidez. Considera-se o limite inferior como 4mm visto a amostra tornar-se difícil de manipular e preparar um provete viável para teores em água mais baixos.

Resumindo, a metodologia do ensaio seguida foi a seguinte:

1. Preparação do provete;
2. O provete deve ser colocado por baixo do cone;
3. A ponta do cone deve tocar a superfície do provete;
4. O equipamento é acionado eletronicamente;
5. O cone penetra livremente o provete durante 2 segundos;

6. Devem-se fazer no mínimo 2-3 testes no mesmo provete, distanciados no mínimo 14mm entre si, e 7mm do limite do provete. Cada leitura consecutiva não deverá ter uma diferença superior a 0,5mm;
7. Entre cada teste, deve garantir-se a limpeza do cone;
8. Por fim faz-se a determinação do teor em água da porção de solo no local de penetração do cone.

3.2.3.2. Ensaio do molinete – Laboratory Vane Test (LVT)

O LVT foi executado de acordo com a norma americana ASTM D4648/4648M – 10, que descreve pormenorizadamente o uso do equipamento Vane miniatura para uso em laboratório (figura 3.7), para determinação de valores de resistência ao corte não drenada. Estes ensaios foram executados com o equipamento disponível no laboratório de Mecânica dos Solos do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. À semelhança do FCT, este ensaio é também relativamente simples, porém, apresenta alguma complexidade no que diz respeito à utilização do equipamento e preparação das amostras. O ensaio executa-se de igual maneira independentemente de se tratar de provetes de amostras intactas ou remoldadas.

O LVT consiste na penetração de lâminas ou pás (molinete) de pequena dimensão: 12,7mm x 12,7mm, até uma certa profundidade no provete, aplicando-se eletronicamente o torque de maneira a romper o solo circularmente em torno das pás (figura 3.7). Durante este processo lê-se a deflexão angular provocada nas molas que transmitem o torque até às pás. Esta deflexão é aplicada mecanicamente por um motor que confere 12° de deflexão angular por minuto à mola, a qual estabiliza quando se atinge a rotura do solo. Regista-se o valor de deflexão angular máxima que posteriormente é utilizado nos cálculos. Existem vários tipos de molas, que devem ser utilizadas de acordo com a resistência ao corte expectável do material. Em todos os ensaios efetuados utilizou-se a mola 1, a aplicar em argilas com valores de resistência ao corte expectáveis compreendidos entre 0-20 kPa.



Figura 3.7 – Equipamento do ensaio de molinete de laboratório (à esquerda). Provette preparado para ensaio (à direita).

A norma recomenda que os provetes tenham um raio correspondente a pelo menos dois diâmetros das lâminas a partir da superfície de rotura expectável, ou seja, aproximadamente 635mm, e que o ensaio seja executado a uma profundidade de aproximadamente duas alturas das lâminas, neste caso 25,4mm. Os recipientes utilizados tinham então 83mm de diâmetro e 140mm de altura. É possível, e até aconselhado, que se execute mais de um ensaio no mesmo provete, a profundidades diferentes. O facto deste ensaio exigir provetes de dimensões consideravelmente superiores aos ensaios FCT e DST, condicionou fortemente o número de ensaios realizados em cada amostra.

Os cálculos associados são também relativamente simples (equação 3.1), visto haver apenas uma variável, a deflexão angular, alcançada pelas molas do equipamento.

$$s_u = \frac{1000(\Delta.C)}{K} \quad (3.1)$$

Onde:

s_u – resistência ao corte não drenada (kPa)

Δ - deflexão angular máxima (graus)

C - fator de calibração da mola (0,89) – valor tabelado

K - constante do Vane (4280) – valor tabelado associado à dimensão das lâminas

3.2.3.3. Ensaio de corte direto - Direct Shear Test (DST)

O DST foi realizado segundo a norma EN ISO 17892 – 10 (2018) e tem como objetivo determinar a resistência ao corte de solos. Na prática, consiste na aplicação de uma tensão normal e na imposição de uma tensão de corte crescente até à a rotura num plano horizontal de um provete com secção quadrada. Os ensaios foram efetuados utilizando o equipamento instalado no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa (figura 3.8).



Figura 3.8 – Equipamento utilizado para realização de ensaios de corte-direto.

Os cálculos associados à determinação de s_u são também relativamente simples (equação 3.2), visto haver apenas uma variável, a divisória alcançada pelas molas do equipamento.

A preparação dos provetes foi relativamente simples, sendo realizados ensaios exclusivamente em amostras remexidas. Deste modo os provetes foram preparados e diretamente moldados no molde de secção quadrada, com uma área de 60mmx60mm com 25mm de altura (figura 3.9).



Figura 3.9 – Moldes utilizados na preparação de provetes de secção quadrada para a execução de ensaio de corte-direto.

O ensaio tem algumas particularidades que se considera necessário mencionar, e pelas quais se destaca dos ensaios já referidos. O equipamento permite impor a velocidade de corte bem como o tempo de aplicação da tensão normal sobre o provete, condições que permitem, na prática, recriar as condições de consolidação e drenagem pretendidas. Deste modo, e tendo em conta que se pretende comparar os resultados com os dos ensaios FCT e/ou LVT, realizaram-se ensaios não consolidados não drenados (UU), pelo que logo após a aplicação da força normal se iniciou de imediato o corte, utilizando-se uma velocidade de corte elevada.

Aplicaram-se velocidades de corte de 1mm/min., e tensões verticais (σ_v) de 67,78kPa, 122,23kPa, e 176,67kPa, sendo a tensão vertical mais utilizada foi de 67,78kPa. O ensaio produz planos de corte bem definidos nos provetes de ensaio, como se observa na figura 3.10, especialmente em provetes de argila, devido à sua plasticidade.



Figura 3.10 – Aspeto do provete após realização do ensaio.

4. Resultados laboratoriais e discussão

Apresentam-se todos os resultados laboratoriais obtidos. Abordam-se inicialmente os resultados do cálculo dos limites de Atterberg e posteriormente os resultados obtidos no cálculo da resistência ao corte não drenada através dos vários ensaios utilizados. Numa primeira fase, analisam-se os resultados obtidos com o FCT, comparando depois com os resultados obtidos com os ensaios DST e LVT, avaliando as suas correlações.

4.1. Limite de liquidez e limite de plasticidade

Os limites de Atterberg das quatro amostras foram determinados seguindo as indicações e normas já referidas. O índice de plasticidade foi calculado utilizando os valores de LL obtidos pelo método do cone, para todas as amostras (tabela 4.1). Os resultados apresentados na tabela 4.1 foram comparados com as classificações que constam na tabela 2.1, e conclui-se que se trata de argilas de média plasticidade (amostras B e D) e alta plasticidade (amostra A e C).

Tabela 4.1 – Resultados dos limites de Atterberg para as quatro amostras.

Amostra	Limite de Liquidez (%)		LP (%)	IP (%)
	Método do Cone	Método de Casagrande		
A	66,13	66,44	31,37	34,76
B	37,68	38,5	21,29	16,39
C	61,86	59,7	25,12	36,74
D	43,23	38,5	20,79	22,44

Os resultados obtidos para o LL representam-se graficamente na figura 4.1, onde se pode observar a correlação de resultados entre os dois métodos. Com exceção da amostra D, para a qual se obteve uma diferença de 5% entre os valores obtidos, o que poderá, eventualmente, dever-se a erro do operador, verifica-se uma boa correlação entre os dois métodos de ensaio, com um coeficiente de correlação próximo de 1. Conclui-se assim, que o método do cone é uma alternativa ao método de Casagrande, mais tradicional, mas também mais complexo e fortemente dependente do operador (figura 4.1), tal como verificado por Sherwood e Ryley (1970). De referir que os resultados das classificações AASHTO e USCS de todas as amostras são os mesmos independentemente do valor de limite de liquidez utilizado. Baseados no método do cone ou da concha de Casagrande

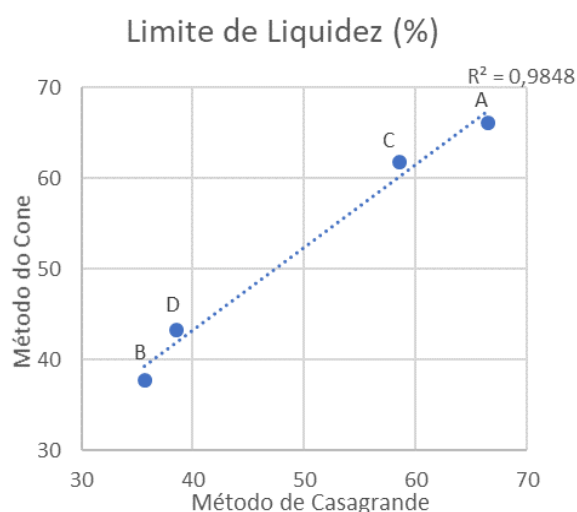


Figura 4.1 – Correlação dos resultados de LL obtidos utilizando o método de Casagrande e o método do cone para as quatro amostras estudadas.

4.2. Resistência ao corte não drenada

Apresentam-se de seguida os resultados de resistência ao corte não drenada (s_u) obtidos com os ensaios FCT, LVT e DST.

Para cada ensaio, representam-se os resultados projetados em gráficos s_u - w , de maneira a observar a evolução dos valores de resistência ao corte com o aumento do teor em água na amostra.

Os ensaios FCT foram realizados em primeiro lugar por forma a definir a gama de valores do teor em água em cada ensaio, nos diferentes provetes. Assim, os ensaios LVT e DST foram realizados para teores em água variáveis, mas que se encontravam na gama de valores para os quais foram realizados os ensaios FCT. Desta forma é possível comparar de um modo direto os resultados obtidos nos diferentes ensaios e estabelecer possíveis correlações. Como se pode constatar, o número de ensaios em cada amostra foi fortemente condicionado pelo volume de amostra disponível.

4.2.1. Ensaio de penetração com o cone

Realizaram-se ensaios com vários teores em água, de maneira a estudar em pormenor o campo plástico das argilas. Foram efetuados ensaios entre os 20mm (valor de penetração correspondente ao LL, utilizando o cone de 30° - 80g) e aproximadamente 5mm de penetração. Os resultados dos ensaios são apresentados nas tabelas 4.2 - 4.5 e na figura 4.2.

Tabela 4.2 – FCT: Resultados da amostra A

Amostra A		
w (%)	P (mm)	s_u (kPa)
45,71	4,35	33,02
46,36	4,96	25,33
48,91	5,93	17,74
47,54	6,46	14,95
49,28	6,93	12,98
49,23	7,00	12,73
50,82	7,63	10,71
52,44	8,53	8,57
53,26	8,87	7,94
54,06	9,80	6,50
56,90	10,16	6,05
58,76	12,20	4,19
59,86	12,86	3,77
61,54	14,79	2,85
60,14	14,91	2,81
63,28	15,93	2,46
65,42	18,82	1,76

Tabela 4.3 – FCT: Resultados da amostra B.

Amostra B		
w (%)	P(mm)	s_u (kPa)
26,16	5,05	24,46
26,17	5,51	20,55
26,55	6,11	16,73
28,10	7,59	10,82
28,49	8,02	9,69
30,29	9,77	6,54
30,28	10,19	6,00
32,21	12,32	4,11
33,62	13,39	3,48
34,37	14,56	2,94
35,22	16,63	2,26
36,79	17,80	1,97

Tabela 4.4 – FCT: Resultados da amostra C.

Amostra C		
w (%)	P (mm)	s_u (kPa)
38,02	5,47	20,88
40,90	6,32	15,60
41,29	6,85	13,28
43,73	7,73	10,43
45,77	8,05	9,63
45,75	9,41	7,05
52,22	11,81	4,47
54,96	13,68	3,33
58,67	16,29	2,35
61,69	19,15	1,70

Tabela 4.5 – FCT: Resultados da amostra D.

Amostra D		
w (%)	P (mm)	s_u (kPa)
25,72	4,14	36,40
26,62	4,25	34,54
28,19	4,68	28,45
28,29	5,11	23,89
29,64	5,25	22,64
29,83	6,13	16,60
29,93	6,20	16,23
31,00	7,24	11,91
32,75	7,75	10,39
33,88	8,37	8,90
34,35	9,08	7,57
35,23	10,27	5,91
36,66	11,88	4,42
36,22	12,00	4,33
37,85	13,52	3,41
38,79	14,73	2,88
40,35	16,19	2,38
42,57	19,39	1,66
43,60	19,69	1,61

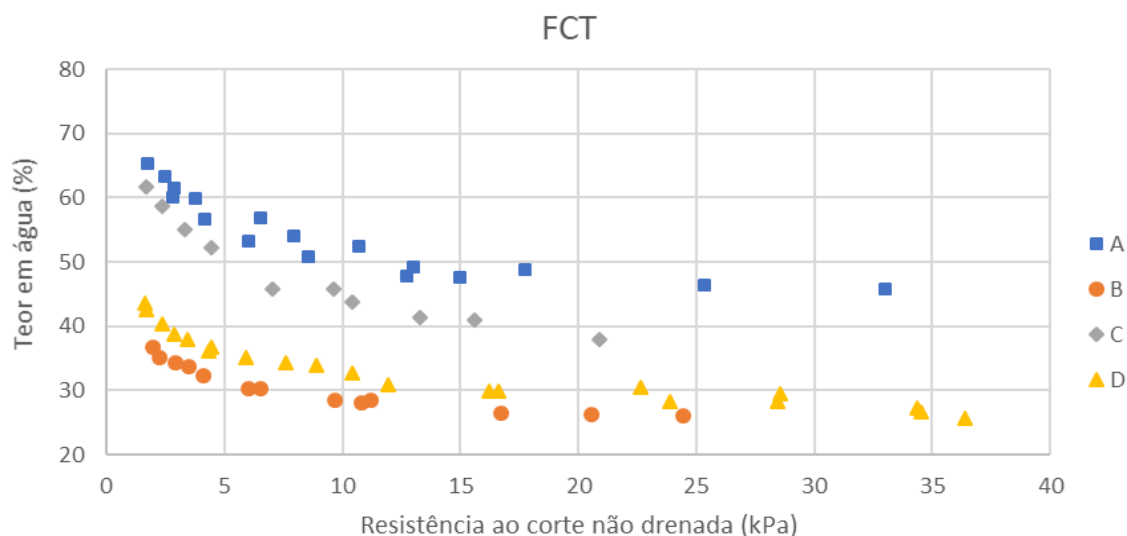


Figura 4.2 – Projeção gráfica dos resultados obtidos com o ensaio FCT.

A projeção dos valores de s_u em função do teor em água (figura 4.2) mostra que a relação s_u -w não é linear e que a partir dos 10kPa, a curva apresenta um patamar sub-linear. Esta condição, que se verifica em todas as amostras, indica que para teores em água mais baixos, haja variações de resistência ao corte na ordem das dezenas de kPa. De referir também que a escassez de resultados com teores em água mais baixos, que resultam em valores de resistência ao corte mais elevados, se justifica pela dificuldade em obter resultados fiáveis em provetes preparados com teores em água mais baixos. Nas amostras estudadas, verificou-se dificuldade em obter resultados consistentes abaixo dos 5mm de penetração e,

como tal, muitos destes ensaios foram considerados não válidos. Este facto pode ser justificado pela dificuldade na preparação do provete, sendo difícil garantir a sua homogeneidade, e/ou estar relacionado com a dificuldade do cone em penetrar materiais com baixos teores em água. Experimentalmente, observou-se que o ensaio é mais consistente na sua realização para teores em água mais altos, muito possivelmente devido ao facto de, quanto mais plástica estiver a amostra mais facilmente se prepara um provete homogéneo e mais rapidamente se remolda o provete caso seja necessário repetir o ensaio. Esta característica reflete-se na consistência dos ensaios realizados a teores em água elevados, e o seu leve declínio com a diminuição do teor em água.

Na gama de valores de s_u entre 0 e 5 kPa, o teor em água varia entre os 58-66% para a amostra A, 31-37% para a amostra B, 52-62%, para a amostra C e entre 36-44% para a amostra D, aproximadamente. Para o intervalo de s_u entre 5 e 10 kPa, verifica-se uma menor variabilidade do teor em água, que é máxima para a amostra A, com valores entre 58-51% e mínima para as amostras C e D com valores entre 28,4-31% e 33-36%.

Tal como sugerido por vários autores (Karlsson, 1961; Youssef et al., 1965), uma relação linear entre s_u -w é notória quando projetada num gráfico bilogarítmico (figura 4.3). Embora as amostras tenham plasticidades distintas, observa-se que as linhas de tendência apresentam um declive bastante semelhante entre si, com exceção da amostra C que apresenta um declive ligeiramente mais elevado.

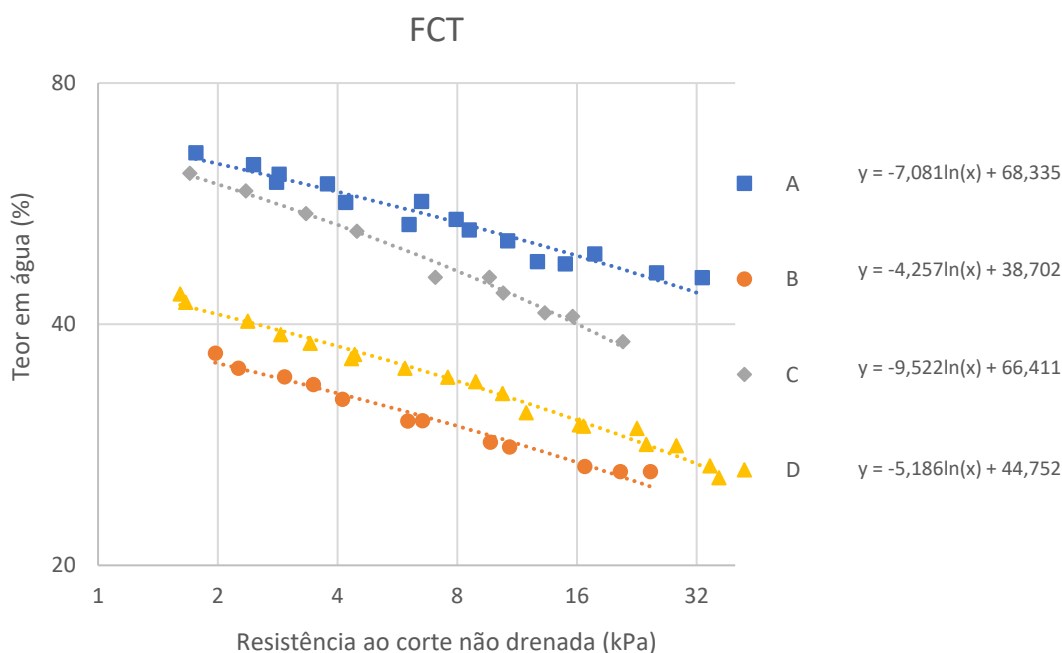


Figura 4.3 – Projeção bilogarítmica dos resultados dos ensaios FCT.

A influência do Factor K

Como referido, os resultados acima apresentados foram determinados seguindo a norma EN ISO - 17892-6, que considera valores de K específicos para cada cone. No caso deste trabalho, utilizou-se sempre o cone de 30°-80g, e como tal, o valor de K respetivo é de 0,80. Porém, caso se tivesse utilizado o cone de 60°-60g, seria expectável obter os mesmos resultados, para uma mesma amostra e no mesmo estado de consistência. Todavia, tal não se verificaria experimentalmente. Exemplificando: numa dada amostra, com um dado teor em água, obtém-se uma penetração de 10mm com o cone de 30°-80g. Seria de esperar que para a mesma amostra com o mesmo teor em água, se obtivesse uma penetração de 5mm

com o cone de 60°-60g. Teoricamente, seria então de esperar que o valor calculado pela equação de Hansbo (1957) fosse o mesmo independentemente do cone utilizado. Porém, tal não se revela verdade e, utilizando o exemplo acima, o valor de resistência ao corte calculado seria de 6,36kPa, para o cone de 60°-60g, e 6,27kPa, para o cone de 30°-80g (utilizando a equação de Hansbo, 1957). Embora esta variação nos resultados seja decimal, revela uma inconsistência nos valores de K sugeridos pela norma. Na verdade, e tal como já referido no capítulo 2, Leroueil e Le Bihan (1996) sugerem que o valor de K para o cone de 30°-80g seja exatamente 3 vezes o valor utilizado para o cone de 60°-60g. Visto a norma sugerir um valor de K para o cone de 60°-60g de 0,27, seria então expectável que o valor de K para o cone de 30°-80g fosse 0,81 e não 0,80.

Outra questão a analisar refere-se aos próprios valores de K referenciados na norma. Estes valores não são de todo compatíveis com os apresentados na tabela 2.5 (capítulo 2), sendo inferiores. Exemplificando, um valor de K de 0,305 para o cone de 60°-60g é utilizado em algumas outras normas. Deste modo, e de acordo com as conclusões de Leroueil e Le Bihan (1996), o valor de K para o cone de 30°-80g seria de 0,915. Estas diferenças produzem resultados de s_u sobrestimados em relação à norma EN ISO 17892-6, como se observa na figura 4.4.

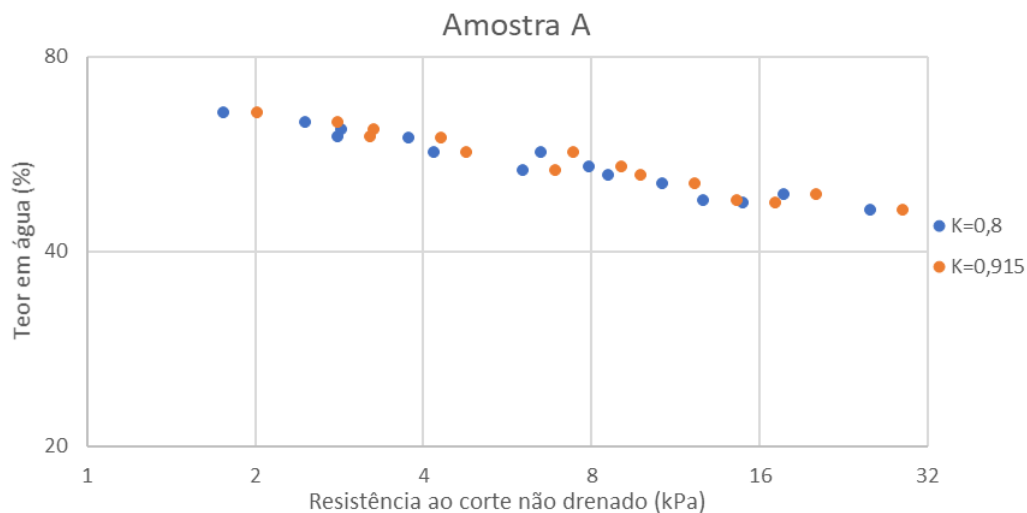


Figura 4.4 – Comparação dos resultados de resistência ao corte não drenada a partir de ensaios FCT, para valores de K de 0,8 e 0,915.

Porém, a norma EN ISO 17892-6 está também em processo de adoção por estes países, e assume-se que, no futuro, será utilizado o mesmo valor de K de 0,80. Por outro lado, pode-se considerar que o valor de K adotado nesta norma, garante que os valores de s_u estimados estejam do lado da segurança, ou seja, sejam conservativos.

4.2.2. Ensaio de corte-direto

Realizaram-se vários ensaios em cada amostra, variando a tensão normal aplicada durante o ensaio e o teor em água dos provetes (tabelas 4.6 - 4.10). Deste modo foi possível observar a evolução do valor de resistência ao corte não drenada com a variação do teor em água e com a variação da tensão normal aplicada. Todos os ensaios foram realizados sem consolidação prévia. Os resultados obtidos foram diretamente comparados com os resultados com os ensaios FCT, permitindo assim observar se existem correlações.

Tabela 4.6 – DST: Resultados da amostra A.

Amostra A		
w (%)	σ_v (kPa)	s_u (kPa)
45,71	67,78	26,4
47,54	67,78	18,93
47,54	122,23	15,94
50,82	67,78	9,96
50,82	122,23	8,47
53,26	67,78	7,97
53,26	122,23	8,97
56,76	67,78	4,98

Tabela 4.7 – DST: Resultados da amostra B.

Amostra B		
w (%)	σ_v (kPa)	s_u (kPa)
26,16	67,78	25,90
26,16	122,23	24,91
28,57	67,78	13,45
28,57	67,78	20,42
28,57	122,23	14,94
30,29	67,78	9,96
30,29	122,23	12,95
32,21	67,78	8,47
32,21	67,78	7,97
32,21	122,23	8,97

Tabela 4.8 – DST: Resultados da amostra C.

Amostra C		
w (%)	σ_v (kPa)	s_u (kPa)
38,02	67,78	18,93
40,58	67,78	16,94
40,58	122,23	17,93
40,58	122,23	13,95
44,88	122,23	7,47
45,75	67,78	8,97
45,97	67,78	9,47
45,97	122,23	9,96
47,49	67,78	4,98
48,49	67,78	6,97
54,89	67,78	5,48

Tabela 4.9 – DST: Resultados da amostra D.

Amostra D		
w (%)	σ_v (kPa)	s_u (kPa)
25,51	122,23	45,83
25,72	122,23	49,82
27,57	122,23	39,85
27,95	176,67	52,81
28,39	67,78	29,89
28,63	67,78	23,91
28,69	67,78	22,92
28,69	122,23	24,91
28,69	176,67	33,88
30,00	67,78	19,93
32,39	67,78	16,94
32,39	122,23	14,94

Tabela 4.10 – DST: Resultados da amostra D (continuação).

Amostra D		
w (%)	σ_v (kPa)	s_u (kPa)
32,96	67,78	11,96
32,96	122,23	13,95
33,88	67,78	13,95
35,23	67,78	8,97
35,93	176,67	6,97
36,37	67,78	11,96
38,32	67,78	8,97
38,32	122,23	10,96
40,17	67,78	6,97
40,17	176,67	9,96
40,25	67,78	6,48
41,43	176,67	4,48

Tal como referido anteriormente, a preparação de provetes para os ensaios DST revelou-se complicada para teores em água mais altos, sendo difícil garantir boas condições do ensaio. O que se verificou em laboratório foi que a partir de um certo teor em água (dependendo da amostra) quando se aplicava a tensão normal, o material do provete tinha tendência a fluir pelo espaço que existe entre as caixas. Considerou-se que este fenómeno invalidava o ensaio. Como tal, optou-se por realizar-se ensaios de corte direto até um teor em água que permitisse efetuar o ensaio de uma forma exequível.

FCT vs DST

Conforme apresentado nas figuras 4.5 e 4.6, é possível observar que para teores em água mais baixos, os resultados correlacionam-se bem, e que a relação s_u -w é também linear num gráfico bilogarítmico. Porém, com o aumento do teor em água, verifica-se que alguns resultados mostram maior variação, em especial na amostra D, apresentando valores de s_u distintos, para teores em água semelhantes, o que na prática indica que o ensaio de corte direto, a partir de um certo teor em água, aparenta sobrestimar os valores de resistência ao corte em comparação com resultados dos ensaios FCT. A ligeira consolidação que ocorre naturalmente durante o ensaio, causada pela aplicação da tensão, poderá ser responsável por esta variação nos resultados. Observa-se também que a variação entre 67,78-176,67kPa de tensão vertical aplicada durante o ensaio de corte direto não afeta de uma forma particularmente distinta os resultados obtidos, verifica-se antes resultados inesperados, como a diminuição do valor de s_u com o aumento do σ_v para teores em água semelhantes.

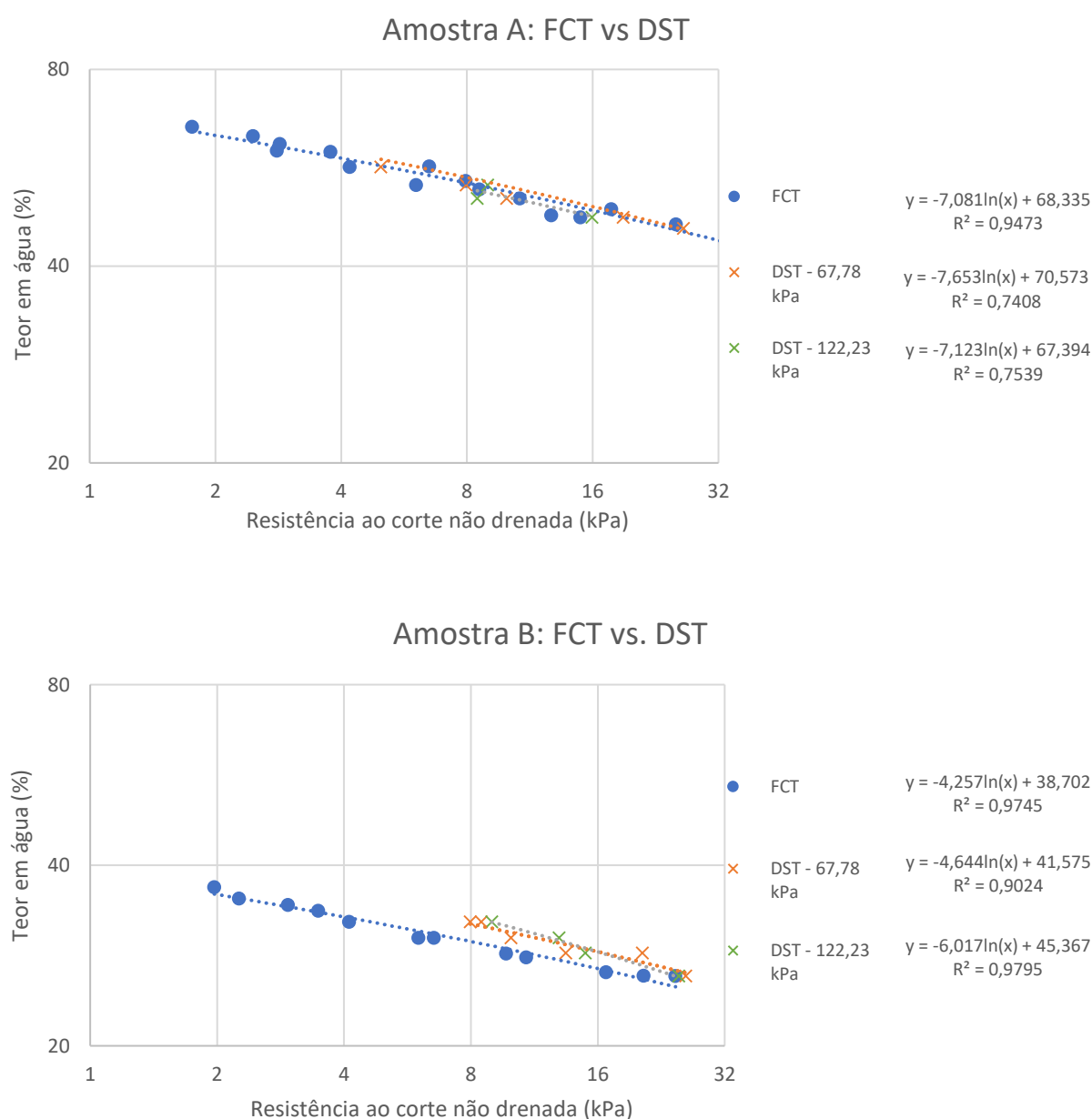


Figura 4.5 – Correlação entre os resultados dos ensaios FCT e DST para as amostras A e B.

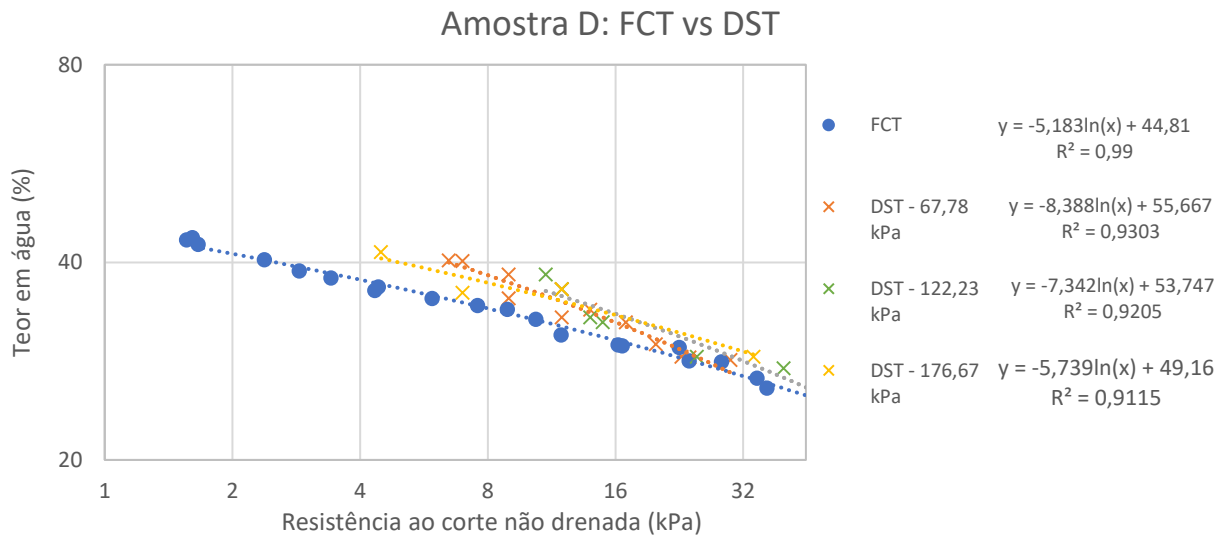
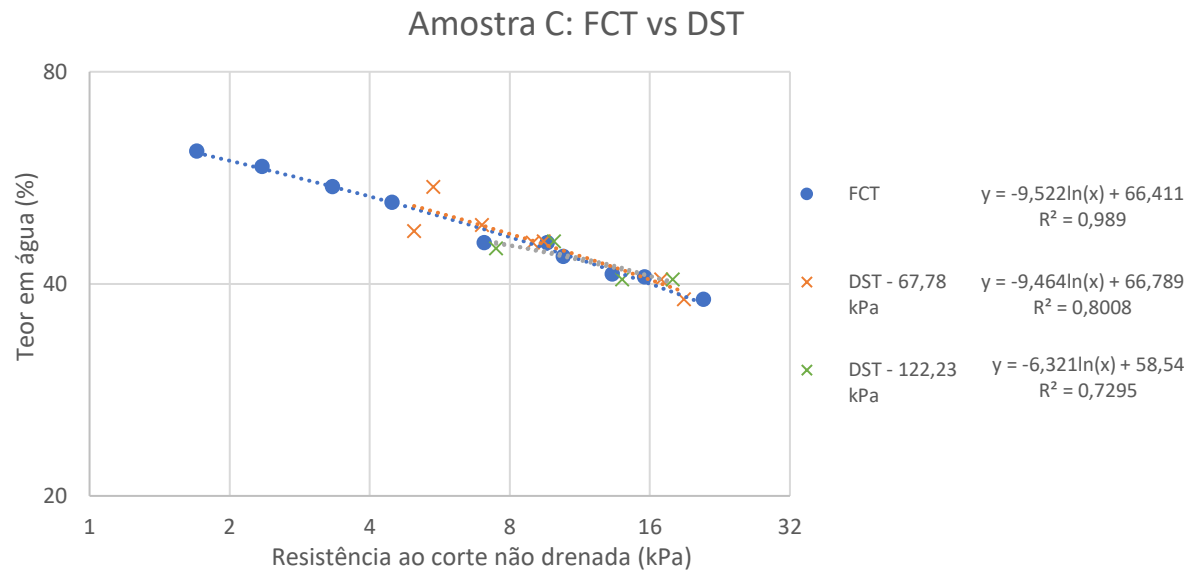


Figura 4.6 – Correlação entre os resultados dos ensaios FCT e DST para as amostras C e D.

4.2.3. Ensaio de molinete

Realizaram-se vários ensaios em cada amostra, variando a o teor em água dos provetes (tabelas 4.11). Observa-se que os valores de s_u obtidos em ensaios com teores em água semelhantes, ou seja, realizados a profundidades diferentes no provete, são bastante semelhantes, com variação decimal, com exceção da Amostra A, onde se obteve uma diferença de aproximadamente 3kPa.

Os ensaios foram realizados a teores em água o mais distintos possível no sentido de analisar s_u em todo o campo plástico da amostra. Porém, pela dificuldade prática imposta na preparação de provetes com teores em água baixos, não foi assim possível alcançar a mesma gama de valores de s_u alcançados com os ensaios FCT.

Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios de molinete de laboratório.

	Amostra												
	A				B		C			D			
s _u (kPa)	15,60	12,39	2,91	2,70	15,58	2,91	11,02	2,70	3,12	10,40	20,79	2,50	2,91
w (%)	48.64	48.64	62.93	62.9	26.16	36.02	43.8	56.75	56.75	31.66	29.58	39.75	39.40

FCT vs LVT

Uma comparação direta entre os ensaios FCT e LVT revela que estes se correlacionam bastante bem, mesmo para teores em água distintos (figuras 4.8 e 4.9). Porém, e como já referido anteriormente, esta comparação é condicionada pelo pequeno número de ensaios LVT realizados em cada amostra.

Optou-se por realizar os ensaios a teores em água o mais próximo possível de cada extremo dos teores em água definidos pelo FCT, de maneira a averiguar a correlação entre os valores obtidos a altos e baixos teores em água.

Na amostra D, realizaram-se 3 ensaios, um deles com teor em água intermédio. Todos os provetes foram ensaiados duas vezes, a profundidades diferentes, obtendo-se variações de s_u negligenciáveis entre cada ensaio, indicando que os provetes se encontravam preparados de uma forma homogénea. Os resultados dos ensaios LVT confirmam também a relação s_u -w linear num gráfico bilogarítmico, à semelhança do que já se tinha constatado anteriormente, para outros métodos de ensaio. A boa correlação entre os resultados destes dois ensaios é particularmente importante no que diz respeito ao seu funcionamento e complexidade. Esta correlação aponta também para que os ensaios sejam comparáveis, ainda que tenham sido utilizadas normas com origens distintas. Os resultados obtidos neste estudo apresentam uma melhor correlação em relação aos resultados apresentados por Tanaka (2012) (figura 4.9), que apontam para uma sobrestimação dos valores de s_u através do FCT.

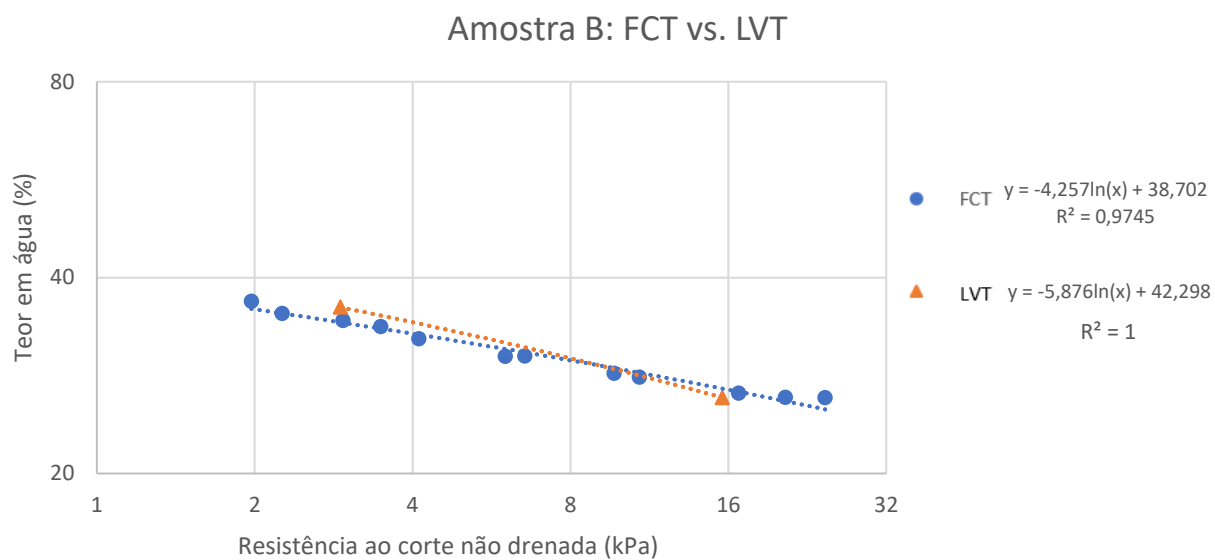
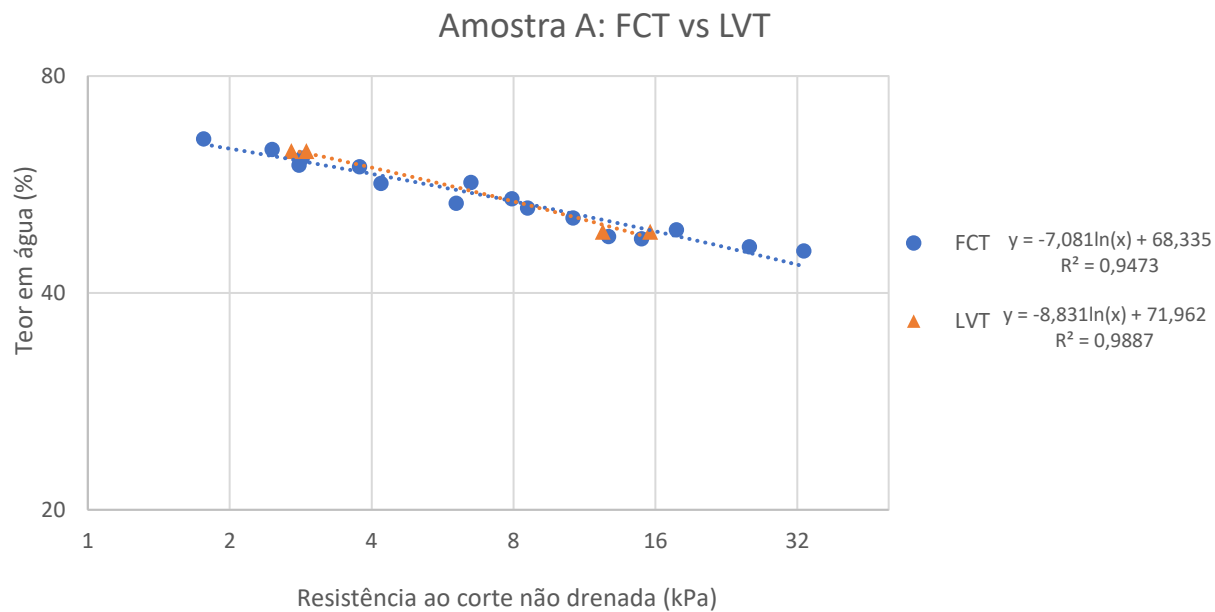


Figura 4.7 – Correlação entre os resultados dos ensaios FCT e LVT para as amostras A e B.

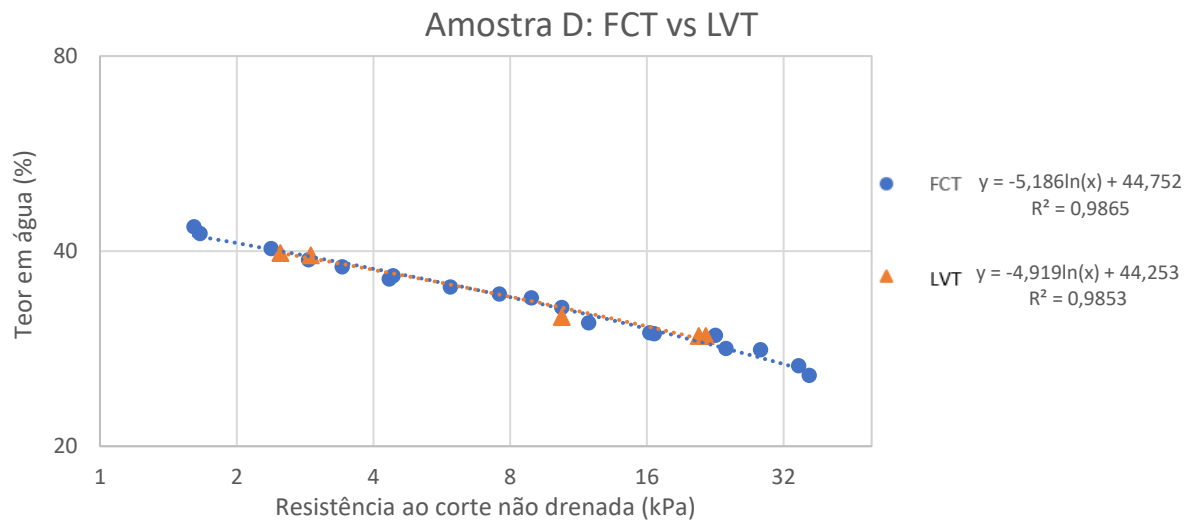
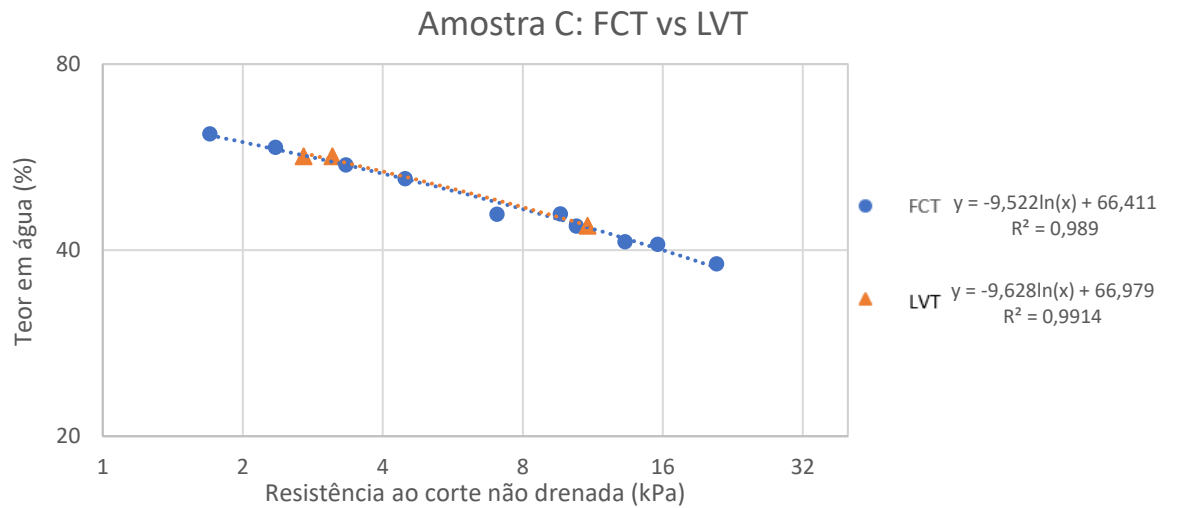


Figura 4.9 – Correlação entre os resultados dos ensaios FCT e LVT para as amostras C e D.

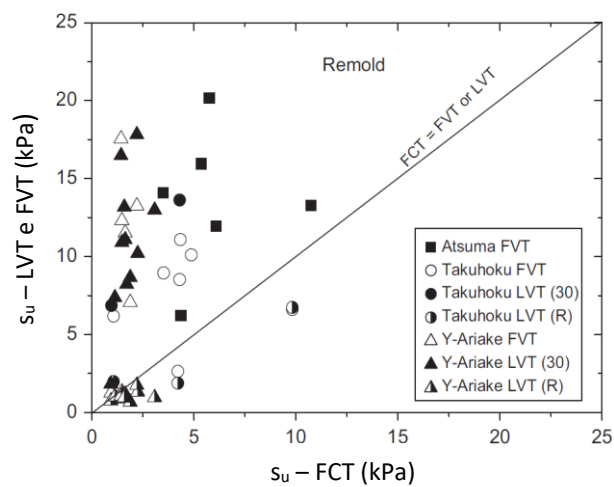


Figura 4.8 – Correlação de resultados de ensaios e FCT nas mesmas amostras (adaptado de Tanaka, 2012).

5. Análise regressiva

Neste capítulo utilizam-se métodos de análise regressiva para estimar valores de resistência ao corte não drenada a partir de valores de teor em água. Estimam-se valores de s_u correspondentes aos teores em água do limite de plasticidade e limite de liquidez das amostras e vice-versa. Aplicam-se os métodos de Koumoto e Houlsby (2001) e O’Kelly (2013) para estimar valores de s_u para os teores em água determinados laboratorialmente durante os ensaios FCT e comparam-se com os resultados de s_u obtidos com os ensaios laboratoriais.

5.1. Resistência ao corte não drenada para teores em água correspondentes aos limites de liquidez e plasticidade

Com o intuito de estudar a resistência ao corte não drenada para um teor em água correspondente ao limite de plasticidade das amostras, analisaram-se os gráficos $\log s_u - \log w$, sendo s_u obtido através de ensaios FCT.

Como referido anteriormente, a análise da resistência ao corte de argilas para teores em água correspondentes ao limite de plasticidade é um tópico em aberto na Mecânica do Solos e, embora existam algumas metodologias adotadas noutros países, em Portugal tal ainda não se verifica. Possíveis métodos de análise envolvem a extrapolação de valores de s_u/w a partir de correlações previamente estabelecidas entre os valores de s_u relativos aos limites de liquidez e plasticidade. Ou através de equações das retas resultantes de gráfico $\log s_u - \log w$ ou de gráfico $\log_{pen} - \log w$, sendo que na prática os resultados serão virtualmente iguais ao assumir, através da equação de Hansbo (1957), que o quadrado da penetração é inversamente proporcional ao respetivo valor de s_u .

Assumindo a relação linear $\log s_u - \log w$, é possível realizar algumas estimativas em relação ao valor de s_u para teores em água correspondentes a LP. Uma das metodologias é assumir uma relação entre os valores de resistência ao corte para teores em água correspondentes aos limites de liquidez e plasticidade (S_r), valores estes mencionados regularmente na literatura (Koumoto e Houlsby, 2001; Feng, 2000; Sharma e Bora, 2003). Deste modo, e como o valor de resistência ao corte respetivo ao LL, será de 1,57kPa independentemente do valor do limite em si, calculado pelo FCT de acordo com a norma EN ISO 17892 - 6, implica que o valor de resistência ao corte no LP será também um valor fixo, dependente do S_r utilizado. Assim, um valor de S_r de 100 corresponderia a 157kPa para o LP, e um valor de S_r de 70 implicaria 109,9kPa. Com as equações da reta, obtidas dos gráficos $\log s_u - \log w$ com base nos resultados dos ensaios FCT, é possível calcular o respetivo teor em água. O inverso também é possível realizar, utilizando as equações da reta para determinar o valor de s_u correspondente ao teor em água no LP, como se mostra na figura 5.1 para o caso da amostra B.

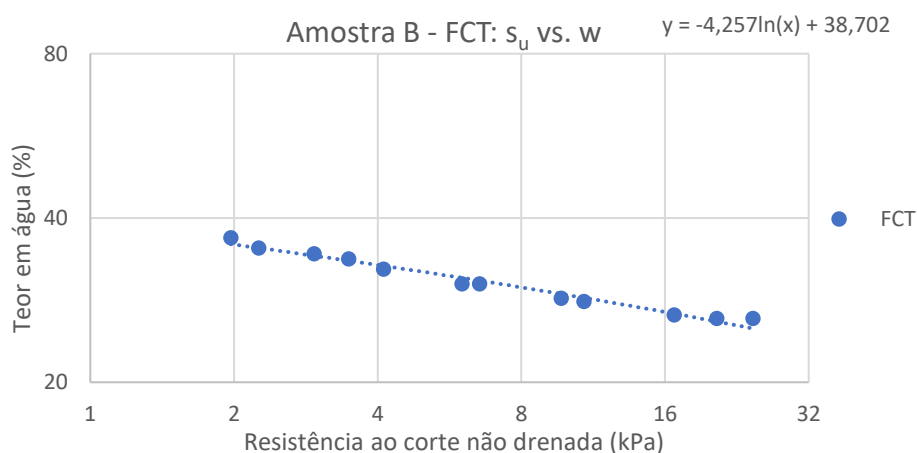


Figura 5.1– Relação $\log s_u - \log w$ a partir dos resultados dos ensaios FCT, para a amostra B.

Os resultados obtidos através dos métodos de análise regressiva, são apresentados na tabela 5.1. Utilizaram-se os mesmos valores de S_r (100 e 70) para todas as amostras sendo que o valor de LL ponderado foi de 1,57 kPa. Com o resultado de s_u obtido para um teor em água correspondente ao LP, obtido pelo método do rolo, foi possível também calcular o S_r respetivo, no sentido de comparar com os valores publicados da literatura. Utilizando as equações das retas dos gráficos $\log_{s_u}-\log_w$, obtidos com os resultados dos ensaios FCT, calcularam-se valores de w , e como se observa na tabela 5.1, os valores de S_r obtidos, são bastante distintos para todas as amostras. O valor assinalado (†) corresponde ao LP obtido através do método do rolo. Este facto é concordante com a literatura, onde diferentes autores (Koumoto e Houlsby, 2001; Wroth e Wood, 1978; Vardanega e Haigh, 2014) sugerem diferentes valores de S_r .

Tabela 5.1 – Resultados de LP e s_u obtidos através de métodos de análise regressiva.

Amostra	s_u (kPa)	w (%)	S_r
A	157	32,53	100
	185	31,37†	117,83
	109,9	35,06	70
B	157	17,18	100
	59,7	21,29†	38,03
	109,9	18,70	70
C	157	18,27	100
	76,4	25,12†	48,66
	109,9	21,66	70
D	156	18,53	100
	101,5	20,79†	64,65
	109,9	20,38	70

† Valor de LP calculado pelo método do rolo de Casagrande

Exemplificando com a amostra B, na figura 5.2 prolongou-se a reta, para obter o valor do teor em água correspondente ao LP, que no caso da amostra B é 21,29%, obtendo-se um valor de s_u de 59,7kPa.

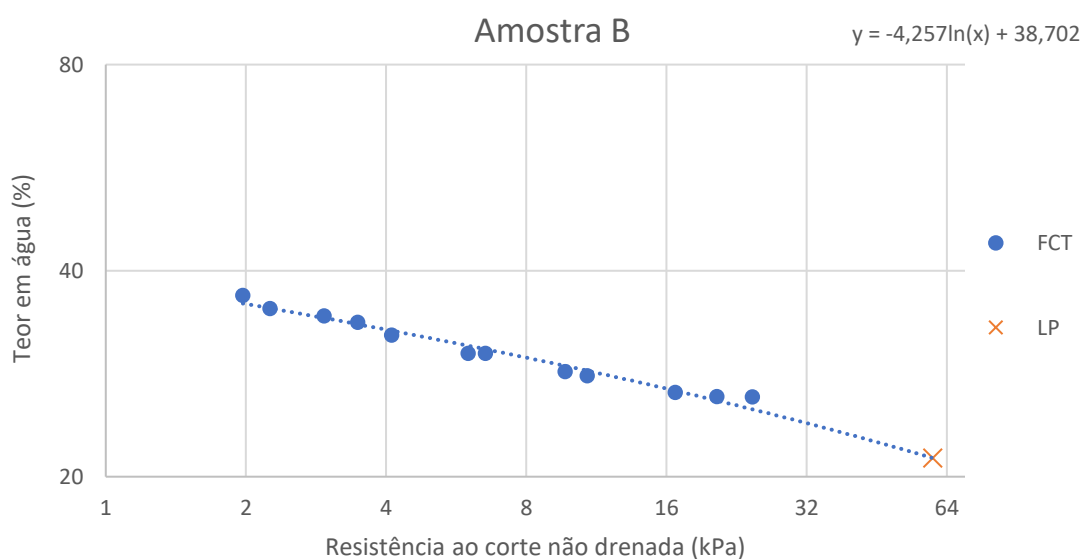


Figura 5.2 – Prolongamento da reta do gráfico até obter o valor de teor em água correspondente ao LP determinado pelo método do rolo.

O mesmo foi efetuado para as restantes amostras (figura 5.3).

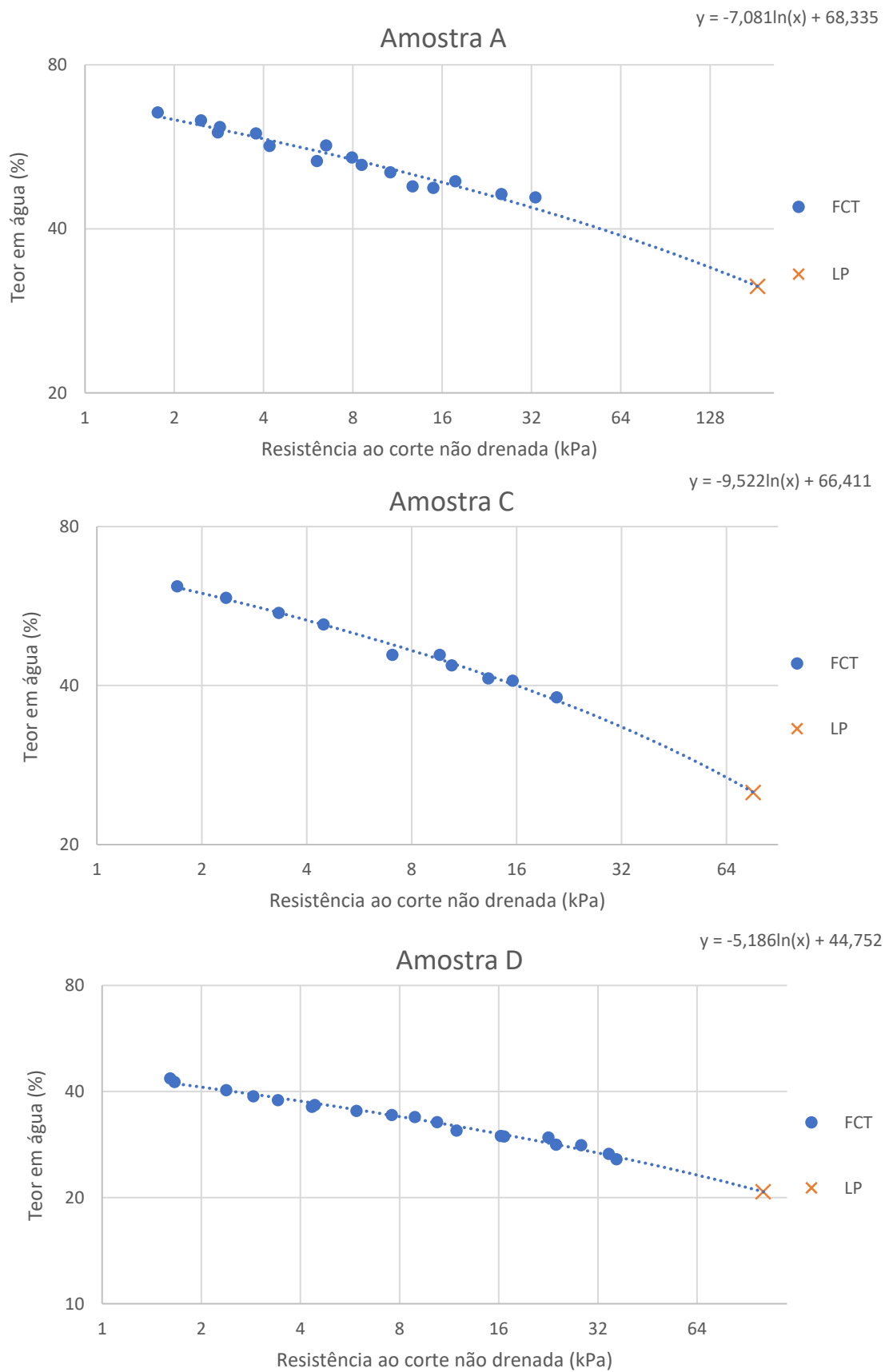


Figura 5.3 - Prolongamento da reta do gráfico até obter o valor de teor em água correspondente ao LP determinado pelo método do rolo para as amostras A, C e D.

Como referido anteriormente, os mesmos resultados podem ser alcançados se forem utilizados os gráficos $\log_{pen}-\log_w$. Utilizando de novo o exemplo da amostra B (figura 5.4) é possível extrapolar o respetivo valor de penetração para o teor em água correspondente ao LP, calculado através do método de Casagrande, utilizando a equação da reta. Deste modo, e como se observa no gráfico, o respetivo valor de penetração seria de 3,23 que, através da equação de Hansbo (1957) se verifica corresponder a 59,7 kPa, o mesmo valor obtido quando utilizando o gráfico $\log_{su}-\log_w$.

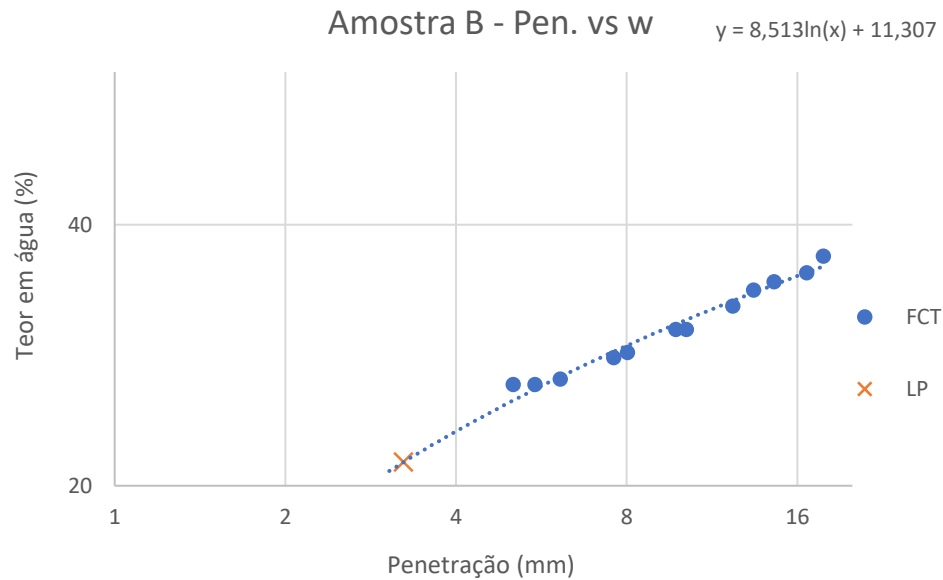


Figura 5.4 – Relação $\log_{pen}-\log_w$ obtido com os resultados dos ensaios FCT na amostra B. Prolongamento da reta do gráfico até cruzar o valor de LP obtido com o método do rolo.

O mesmo foi efetuado para as restantes amostras (figura 5.5 e 5.6)

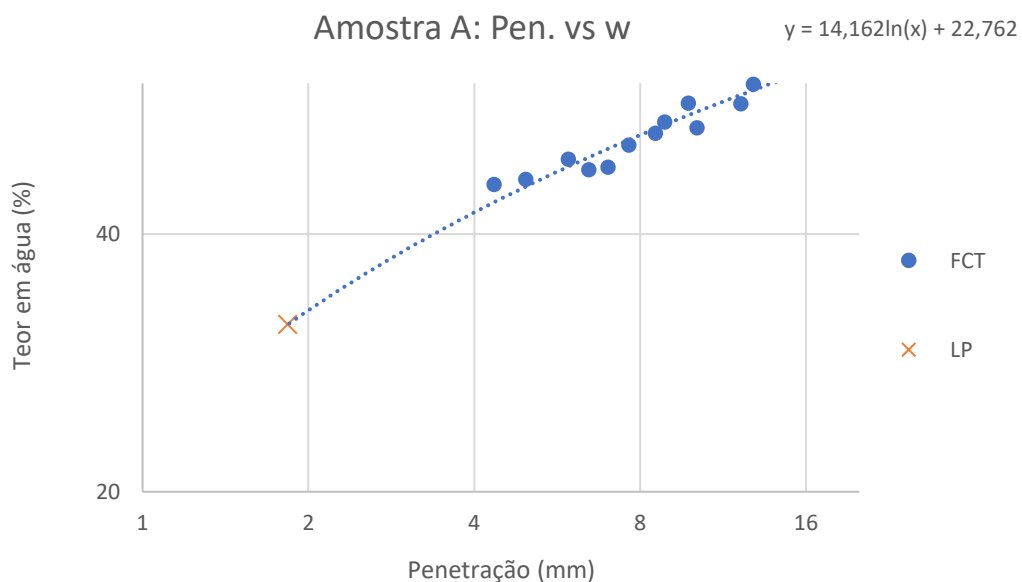


Figura 5.5 - Relação $\log_{pen}-\log_w$ obtido com os resultados dos ensaios FCT na amostra A. Prolongamento da reta do gráfico até cruzar o valor de LP obtido com o método do rolo.

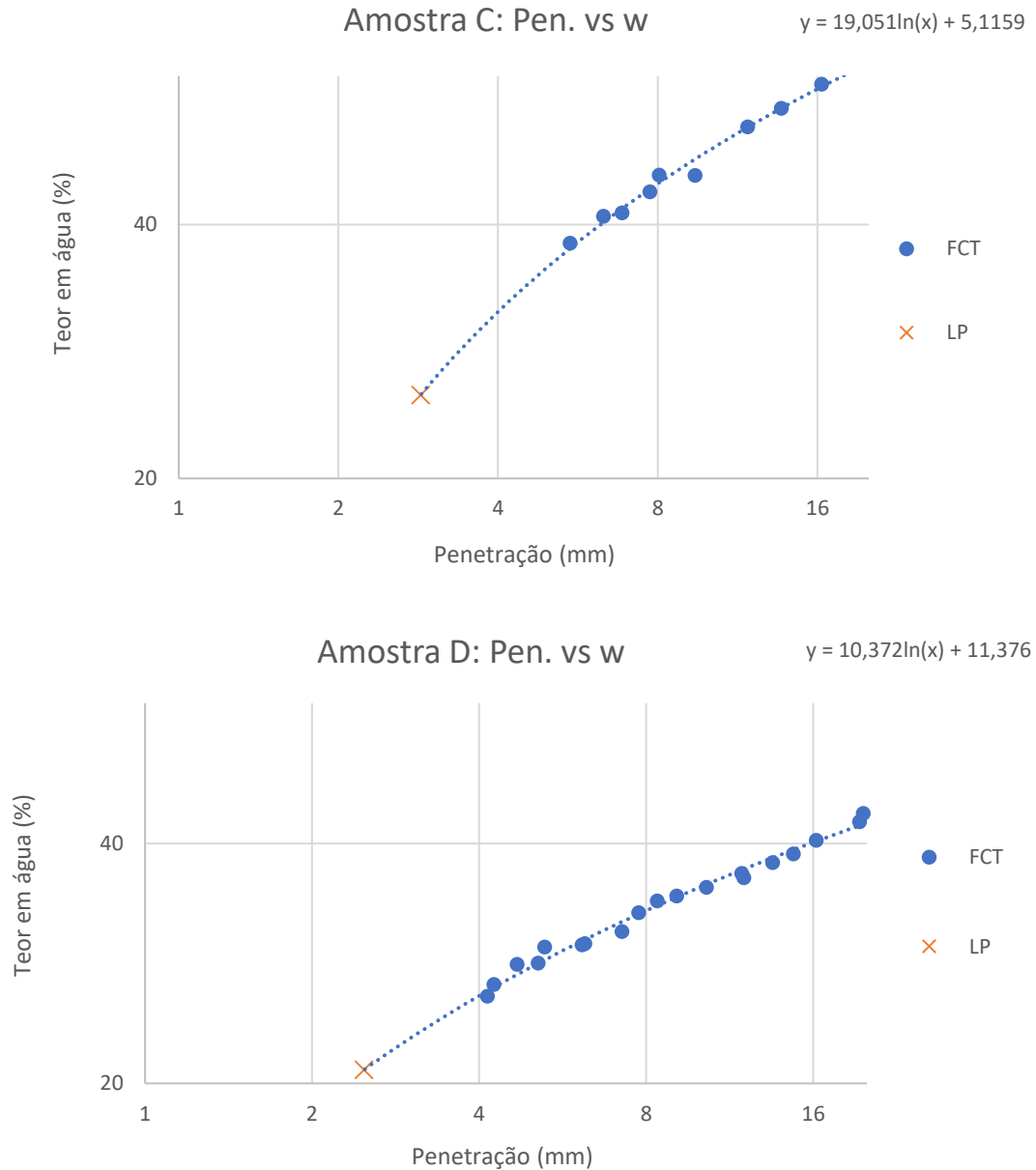


Figura 5.6 - Relação $\log_{pen}-\log_w$ obtido com os resultados dos ensaios FCT na amostra C e D. Prolongamento da reta do gráfico até cruzar o valor de LP obtido com o método do rolo.

É comum analisar os valores de resistência ao corte para o teor em água correspondente ao LP através da relação $I_L-\log s_u$. Esta relação é também linear num gráfico logarítmico, e é possível estimar o valor de s_u para um teor em água correspondente ao LP dado que o I_L será nulo quando o teor em água for igual ao limite de plasticidade. Os resultados obtidos através desta relação I_L-s_u , ou através da análise da relação $\log s_u-\log w$, deverão ser os mesmos para a mesma amostra, e tal verifica-se experimentalmente, como se mostra na figura 5.7.

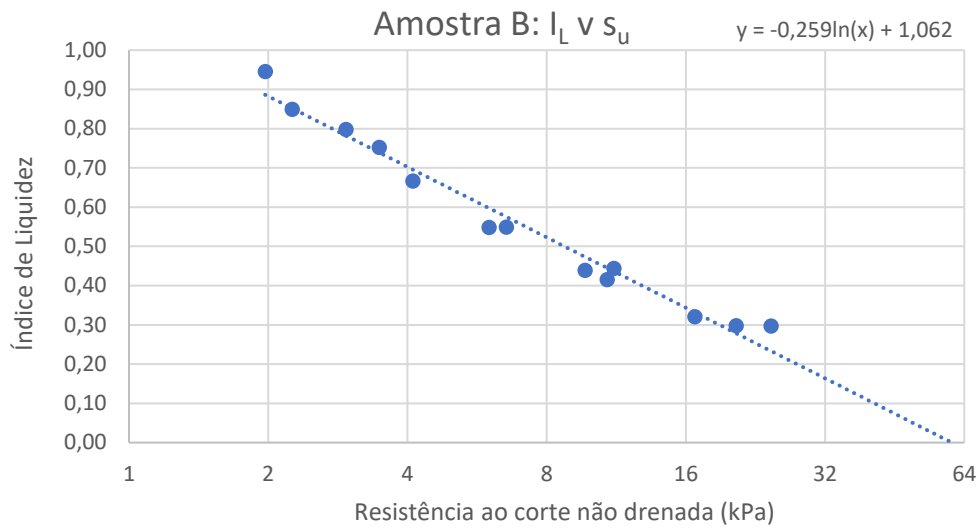


Figura 5.7 – Relação I_L - $\log s_u$.

O mesmo verifica-se para as restantes amostras (figuras 5.8 e 5.9).

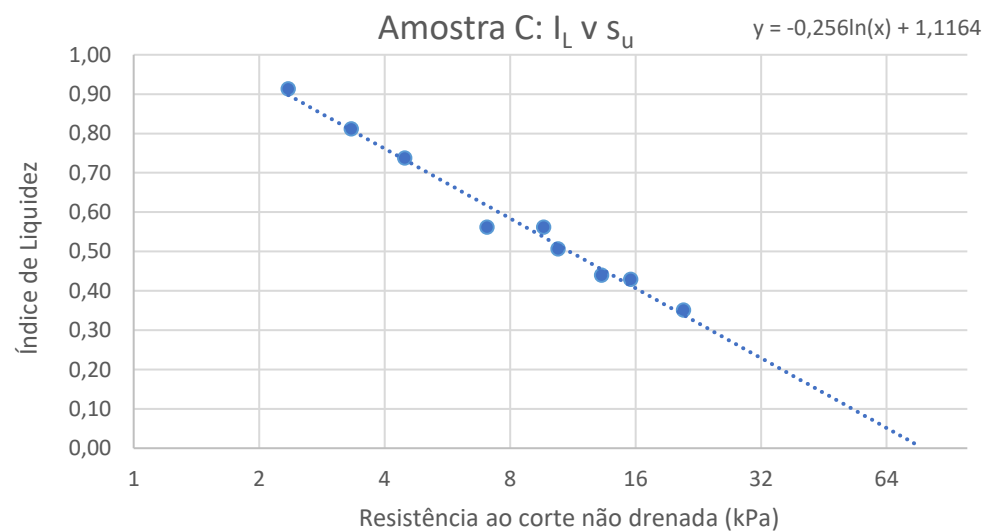
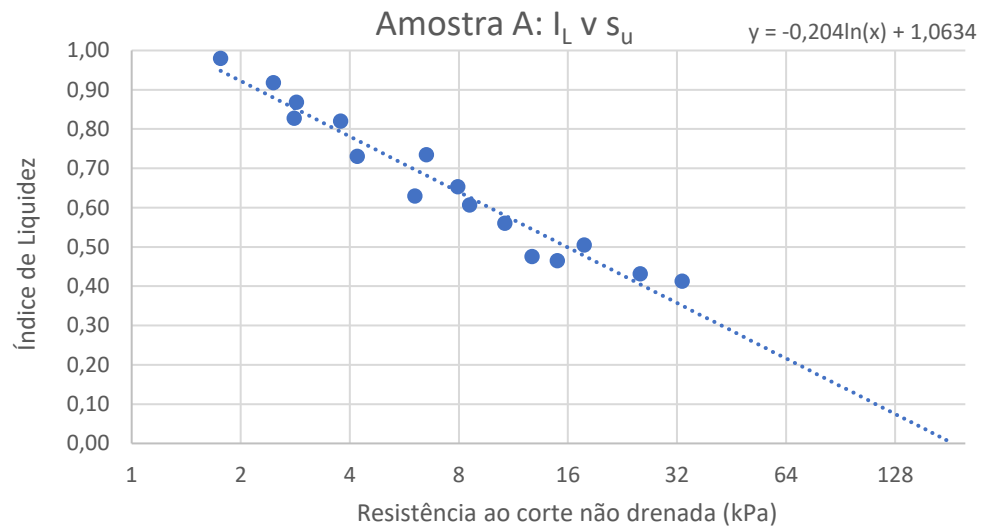


Figura 5.8 - Relação I_L - $\log s_u$ para as amostras A e C.

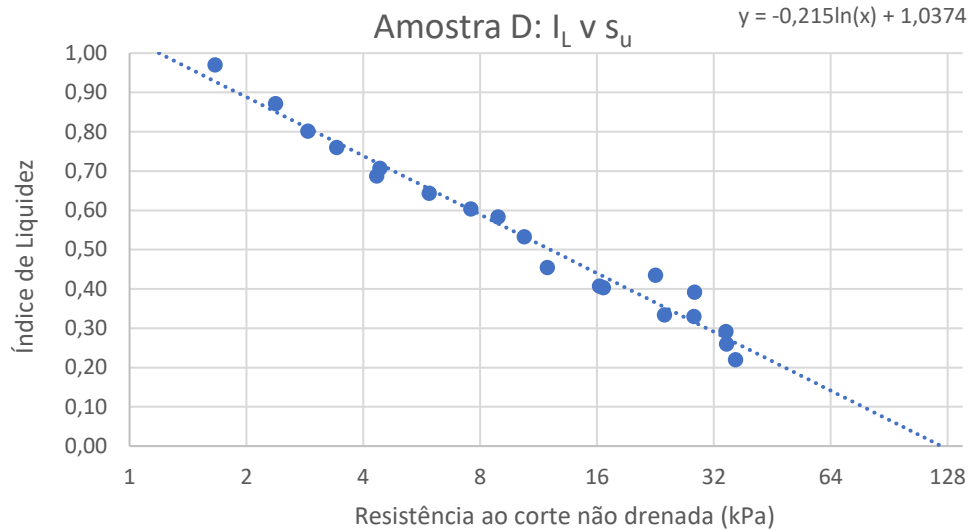


Figura 5.9 - Relação I_L - $\log s_u$ para a amostra D.

Utilizaram-se metodologias semelhantes para estimar os valores do limite de liquidez e respectivos valores de resistência ao corte não drenada. Através dos gráficos de penetração – teor em água, obtidos nos ensaios FCT para a determinação de s_u , foi possível obter o respectivo teor em água para 20mm de penetração, utilizando a equação da reta. Também se utilizaram os gráficos $\log s_u$ - $\log w$ para obter o teor em água quando s_u é de 1,57kPa, e para determinar o valor de s_u para os teores em água correspondentes ao LL determinado pelo ensaio do cone.

Na tabela 5.2 observa-se que os resultados calculados pelo método FCT e os estimados pelos gráficos são próximos, com ligeiras variações percentuais. Com a utilização dos gráficos penetração-w verifica-se que os resultados foram sobrestimados, em relação aos resultados obtidos pelo método laboratorial, enquanto que, com a utilização dos gráficos $\log s_u$ - $\log w$, os resultados foram subestimados. Por sua vez, os valores de s_u obtidos são inferiores ao valor de 1,57kPa, porém, são variações decimais (tabela 5.3).

Tabela 5.2 – Resultados de LL obtidos através de métodos de análise regressiva.

Amostra	LL através do FCT (%)	LL pelo gráfico pen-w (%)	LL no gráfico $\log s_u$ - $\log w$ (%)
A	66,13	68,57	65,14
B	37,68	38,71	36,78
C	62,31	64,85	62,12
D	43,23	44,46	42,26

Tabela 5.3 – Resultados de s_u obtidos através de métodos de análise regressiva.

Amostra	s_u no LL pelo FCT (kPa)	s_u no LL através do gráfico $\log s_u$ - $\log w$, com o w calculado pelo método FCT (kPa)
A	1,57	1,365
B	1,57	1,27
C	1,57	1,54
D	1,57	1,295

5.2. Métodos de análise regressiva na determinação da resistência ao corte não drenada

No âmbito do cálculo da resistência ao corte (s_u) através do ensaio FCT, optou-se por utilizar duas metodologias de análise regressiva, previamente detalhadas no capítulo 2, no sentido de analisar a concordância entre os dados obtidos laboratorialmente e os resultados obtidos através destas metodologias.

Estes dois métodos são bastante distintos. Enquanto o método de Koumoto e Houlsby (2001) assume valores fixos de s_u para teores em água correspondentes aos limites de Atterberg, o método descrito por O’Kelly (2013) baseia a metodologia em resultados obtidos laboratorialmente. Deste modo, esta análise de Koumoto e Houlsby (2001) foi utilizada com o propósito de compreender se os resultados obtidos laboratorialmente, através do FCT, são compatíveis com os do modelo logarítmico proposto. Enquanto a análise de O’Kelly permitiu estudar se, com resultados laboratoriais de diversos ensaios, a estimativa de valores de s_u é semelhante.

5.2.1. Método de Koumoto e Houlsby (2001)

Nesta análise, utilizou-se a equação 5.1, apresentada no capítulo 2. Porém, utilizou-se um valor de s_u de 1,57kPa para um teor em água correspondente ao LL, de maneira a ser compatível com o valor de s_u para um teor em água correspondente ao LL quando utilizada a norma EN ISO 17892 - 6. Utilizaram-se dois valores de referência para S_r , de 100 e 70, visto serem valores mencionados recorrentemente na literatura, tal como na análise da resistência ao corte para teores em água correspondentes ao limite de plasticidade (equações 5.2 e 5.3).

$$s_u = 1,38 * LL^{\ln 100 / IPm} * w^{-\ln 100 / IPm} \quad (5.1)$$

Deste modo:

$$s_u = 1,57 * LL^{\ln 100 / IPm} * w^{-\ln 100 / IPm} \quad (5.2)$$

e

$$s_u = 1,57 * LL^{\ln 70 / IPm} * w^{-\ln 70 / IPm} \quad (5.3)$$

Calculou-se previamente o valor de IPm (Índice de Plasticidade modificado) para cada amostra, utilizando a equação 5.4. Assim, os únicos parâmetros são o LL, o IPm de cada amostra (tabela 5.4), e o teor em água para o qual se está a calcular o valor de s_u . Utilizaram-se os teores em água obtidos durante os ensaios FCT, de maneira a permitir comparar diretamente os resultados laboratoriais com os resultados estimados através desta metodologia. Os resultados foram projetados em gráficos s_u experimental vs. s_u estimado.

$$IPm = \ln(a * s_u(LL)^{-b}) - \ln(a * s_u(LP)^{-b}) \quad (5.4)$$

Tabela 5.4 – Resultados do cálculo de IPm para cada amostra, e o respetivo LL (obtido através do método do cone).

Amostra	IPm	LL (%)
A	0,75	66,13
B	0,57	37,68
C	0,9	61,86
D	0,73	43,23

Pela observação das figuras 5.10 – 5.13, efetuadas para as diferentes amostras (A - D), verifica-se que o método de Koumoto e Houlby subestima os valores de s_u relativamente aos resultados obtidos em laboratório, para as amostras A e D. Resultado contrário se observa nos gráficos, correspondentes à amostra B. As amostras A e D apresentam também maior dispersão nos resultados, dispersão esta que aparenta aumentar para valores de resistência ao corte mais altos.

Com os resultados obtidos, não é possível tirar conclusões rigorosas referindo apenas que, de um modo geral, os resultados obtidos com os ensaios FCT são medianamente compatíveis com o modelo de Koumoto e Houlby (2001), utilizando valores de referência de S_r de 100 e 70. Este facto apoia as conclusões já apresentadas por outros autores, como O’Kelly (2013), que não é sensato assumir que existe uma relação linear entre os valores de resistência ao corte para o teor em água correspondente aos limites de liquidez e plasticidade.

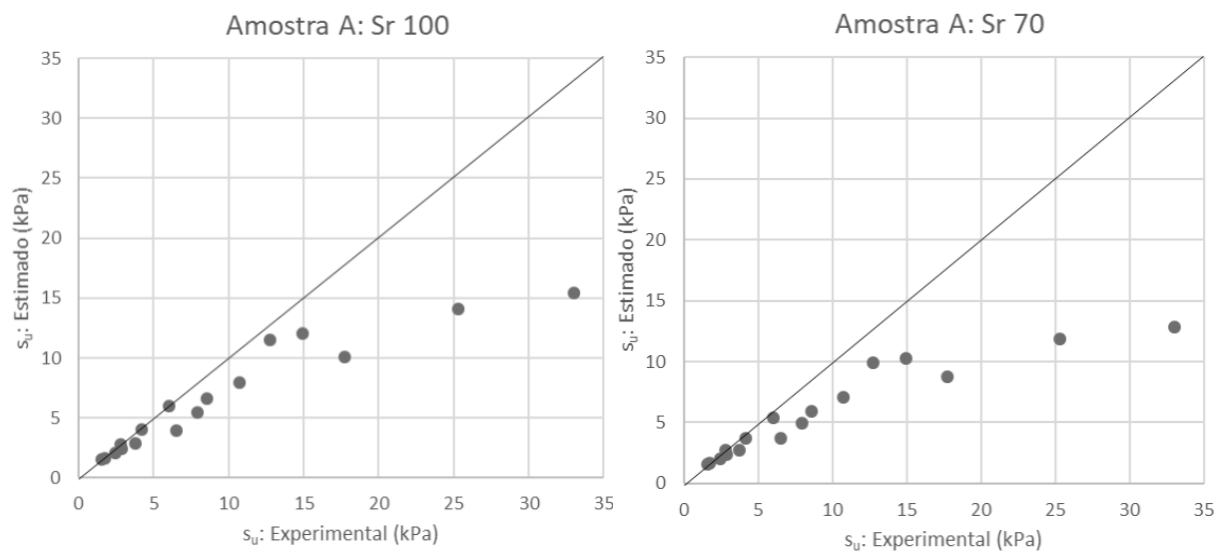


Figura 5.10 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de Koumoto e Houlby (2001), para a Amostra A.

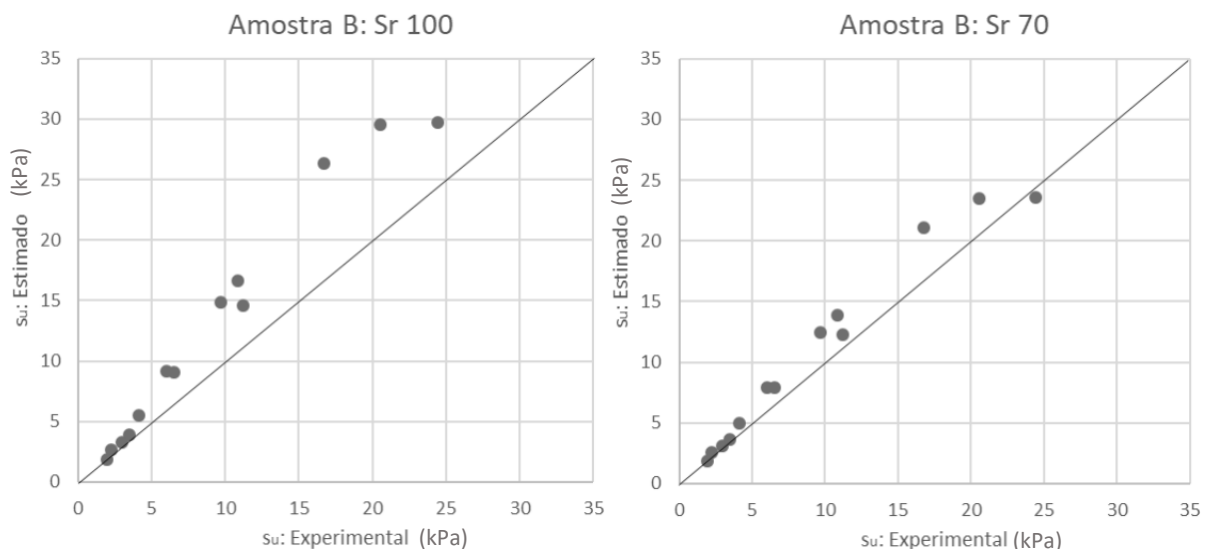


Figura 5.11 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de Koumoto e Houlby (2001), para a Amostra B.

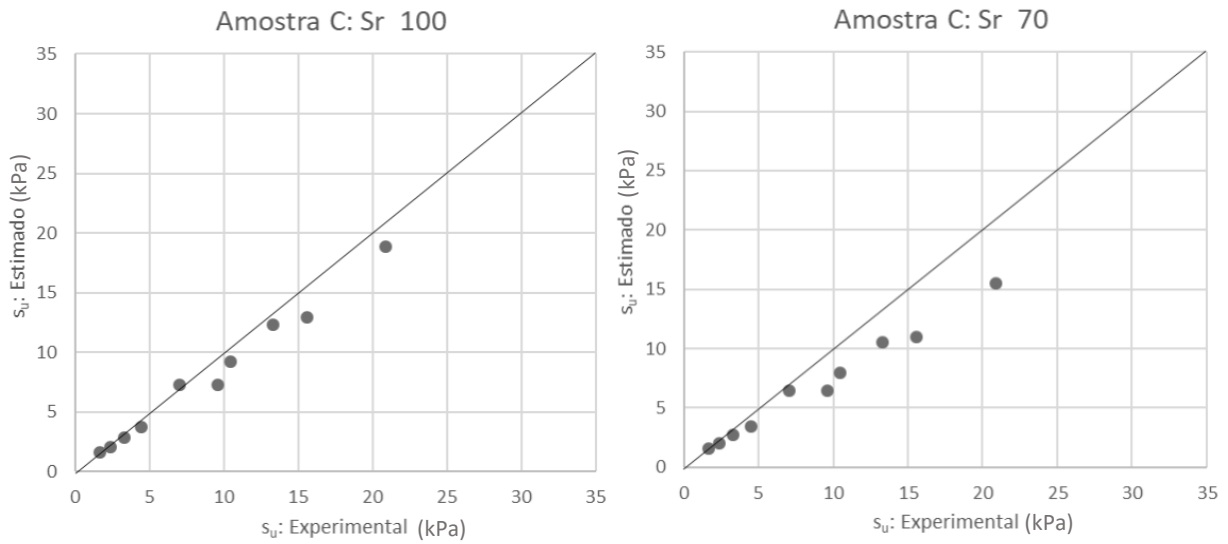


Figura 5.12 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de Koumoto e Houlshby (2001), para a Amostra C.

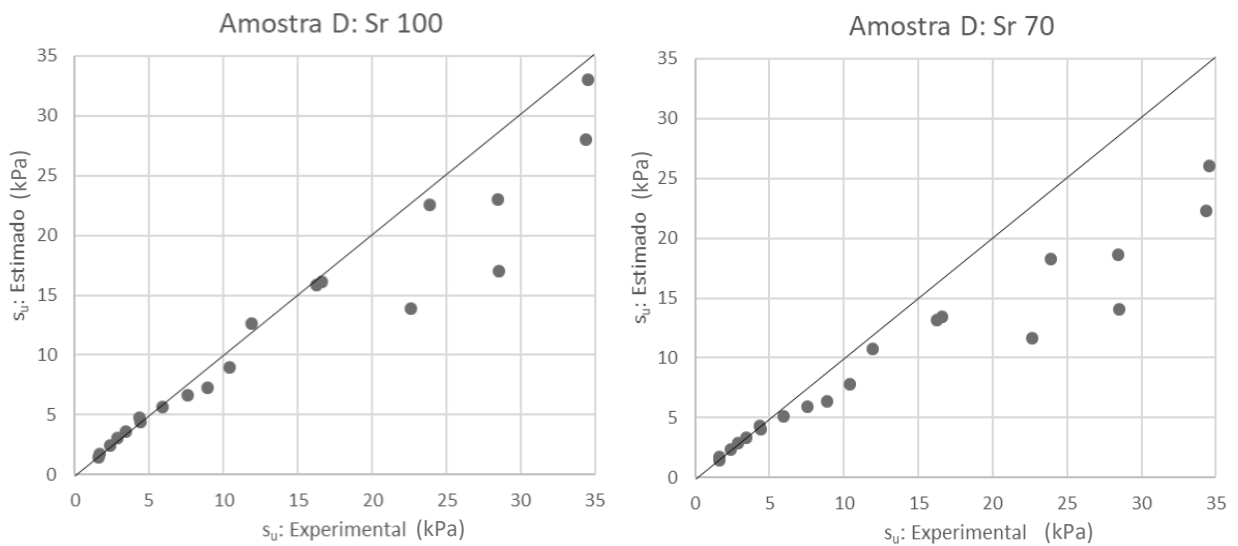


Figura 5.13 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de Koumoto e Houlshby (2001), para a Amostra D.

5.2.2. Método de O’Kelly (2013)

Na análise de O’Kelly (2013), aplicaram-se diretamente as equações 5.5 e 5.6. Como já referido, utilizaram-se os valores obtidos experimentalmente em laboratório, permitindo assim efetuar esta análise para cada ensaio realizado (FCT, DST e LVT), comparando os resultados experimentais e os resultados estimados através deste método. Para o cálculo de wLN , (equação 5.5), e Is_u , (equação 5.6), selecionaram-se dois pares de valores de teor em água e s_u : ($w1, s_{u1}$) e ($w2, s_{u2}$), respetivamente. Estes valores foram obtidos experimentalmente, chamados dados de controlo. Idealmente, estes dados de controlo deverão ter teores em água bastante distintos de forma a abranger todo o intervalo de teores em água em que o solo tem comportamento plástico (tabela 5.5).

$$wLN = \frac{\log w - \log w1}{\log w2 - \log w1} \quad (5.5)$$

$$Is_u = \frac{\log s_u - \log s_{u1}}{\log s_{u2} - \log s_{u1}} \quad (5.6)$$

Tabela 5.5 – Dados de controlo utilizados para a Amostra A.

	Amostra A			
	1		2	
	s_u (kPa)	w (%)	s_u (kPa)	w (%)
FCT	33,02	45,71	1,76	65,42
DST	26,40	45,71	8,97	60,14
LVT	15,60	48,64	2,70	62,93

Com os valores de wLN e Is_u calculados é então possível utilizar a equação 5.6, que estima um valor de resistência ao corte relativo a um teor em água. À semelhança do referido acima na metodologia de Koumoto e Houlsby, os teores em água utilizados são os mesmos calculados laboratorialmente nos ensaios FCT, independentemente dos dados de controlo utilizados, permitindo assim uma comparação direta entre os resultados laboratoriais obtidos com o ensaio FCT e os resultados obtidos através desta análise.

$$\log s_u = (1 - wLN) \left(\log \frac{s_{u1}}{s_{u2}} \right) + \log s_{u2} \quad (5.7)$$

Deste modo, apresentam-se 3 gráficos por amostra, correspondentes às correlações entre os valores de s_u obtidos experimentalmente pelo ensaio FCT e os valores estimados pelo método utilizando um par de dados de controlo para cada ensaio FCT, DST e LVT (figuras 5.9 – 5.12). A amostra C (figura 5.11) aparenta ser a que apresenta melhor correlação para todos os ensaios, enquanto que a amostra D (figura 5.12) apresenta maior dispersão nos resultados, especialmente para valores mais altos de resistência ao corte.

De um modo geral, os resultados estimados com os dados de controlo provenientes de ensaios DST são os que mostram maior dispersão. O que efetivamente se verifica é que a correlação é melhor para teores em água mais elevados, ou seja, valores de s_u baixos. A razoável correlação entre os dados de laboratório e experimentais, indica que o modelo proposto por O’Kelly oferece bons resultados. A correlação entre

valores resultantes de dados de controlo de ensaios diferentes indica também que os ensaios aparentam estar bem harmonizados entre si, especialmente os ensaios FCT e LVT.

O método de O’Kelly pode revelar-se como um instrumento bastante útil no estudo da resistência ao corte de solos coesivos. O potencial de utilizar apenas dois ensaios, numa mesma amostra a teores em água distintos, e ser possível estimar toda a gama de valores de s_u compreendidos entre os teores de água dos ensaios, é considerável. Especialmente tendo em atenção que ensaios como o FCT e LVT são ensaios relativamente simples e de elevada repetibilidade. Naturalmente, a confiança na precisão da estimativa dos valores de s_u será proporcional à confiança que se atribui aos ensaios de laboratório utilizados para determinar os dados de controlo. Admitindo, e apoiado nas conclusões obtidas dos resultados laboratoriais, que os ensaios FCT e LVT têm uma boa correlação, pode assumir-se que o método de O’Kelly seria viável independentemente de os dados de controlo terem origem nos ensaios FCT ou LVT. Isto revela-se importante porque, como já referido anteriormente, o ensaio FCT, em termos de eficácia, é consideravelmente superior ao necessitar de menos tempo de preparação do provete e execução do ensaio em si.

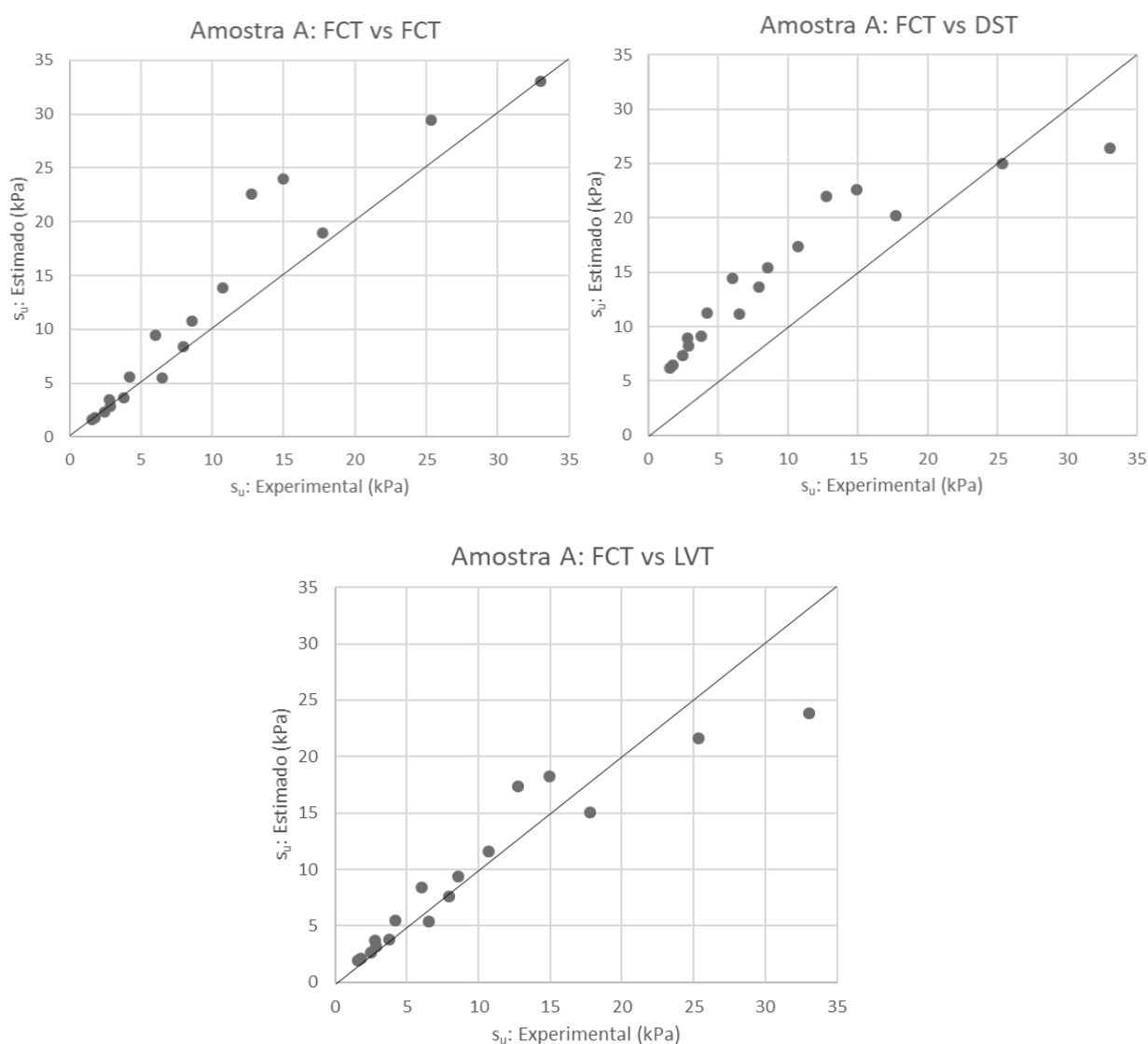


Figura 5.14 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de O’Kelly (2013) com dados de controlo de FCT, para a Amostra A.

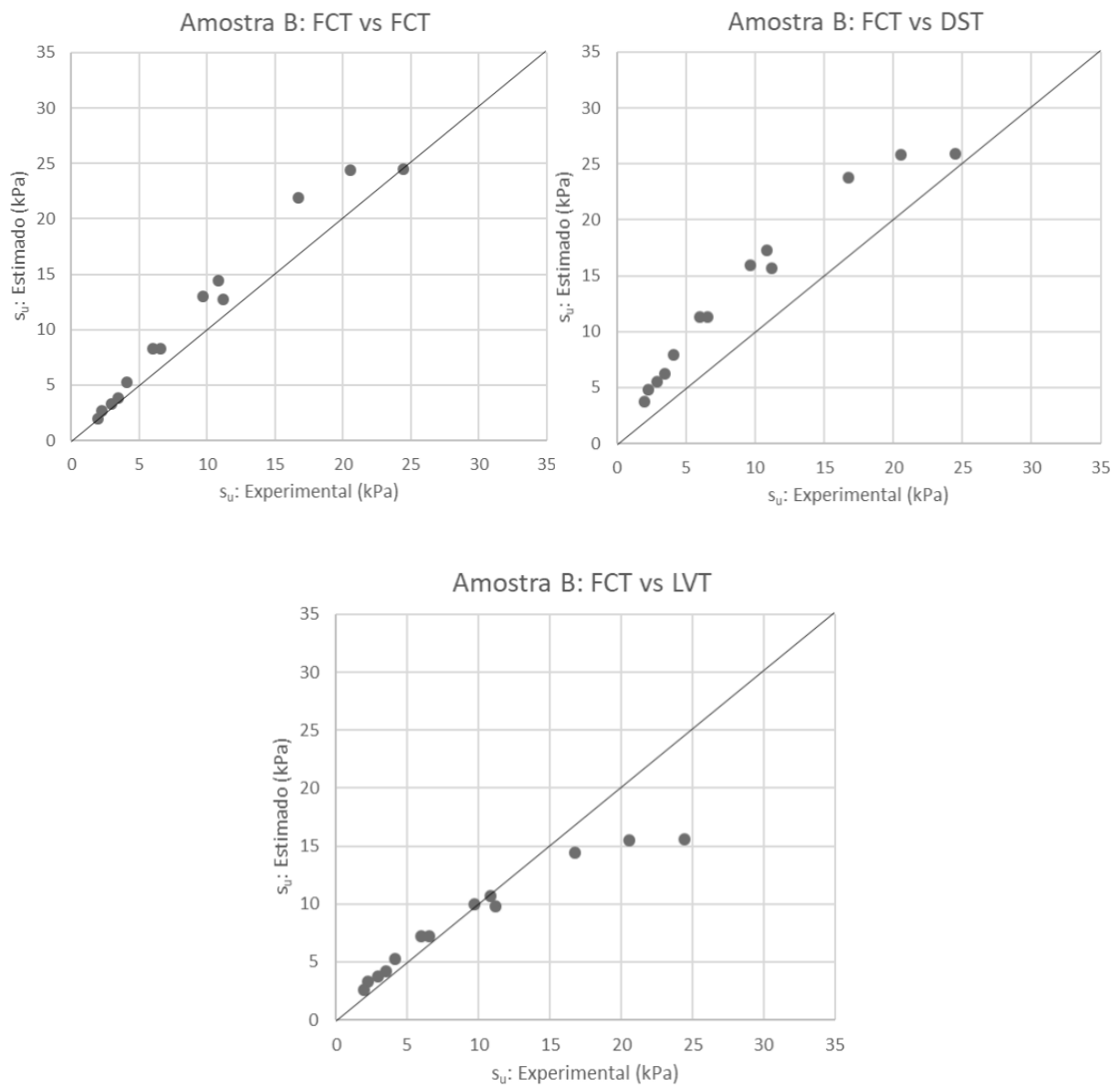


Figura 5.15 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de O'Kelly (2013) com dados de controlo de ensaios FCT, para a Amostra B.

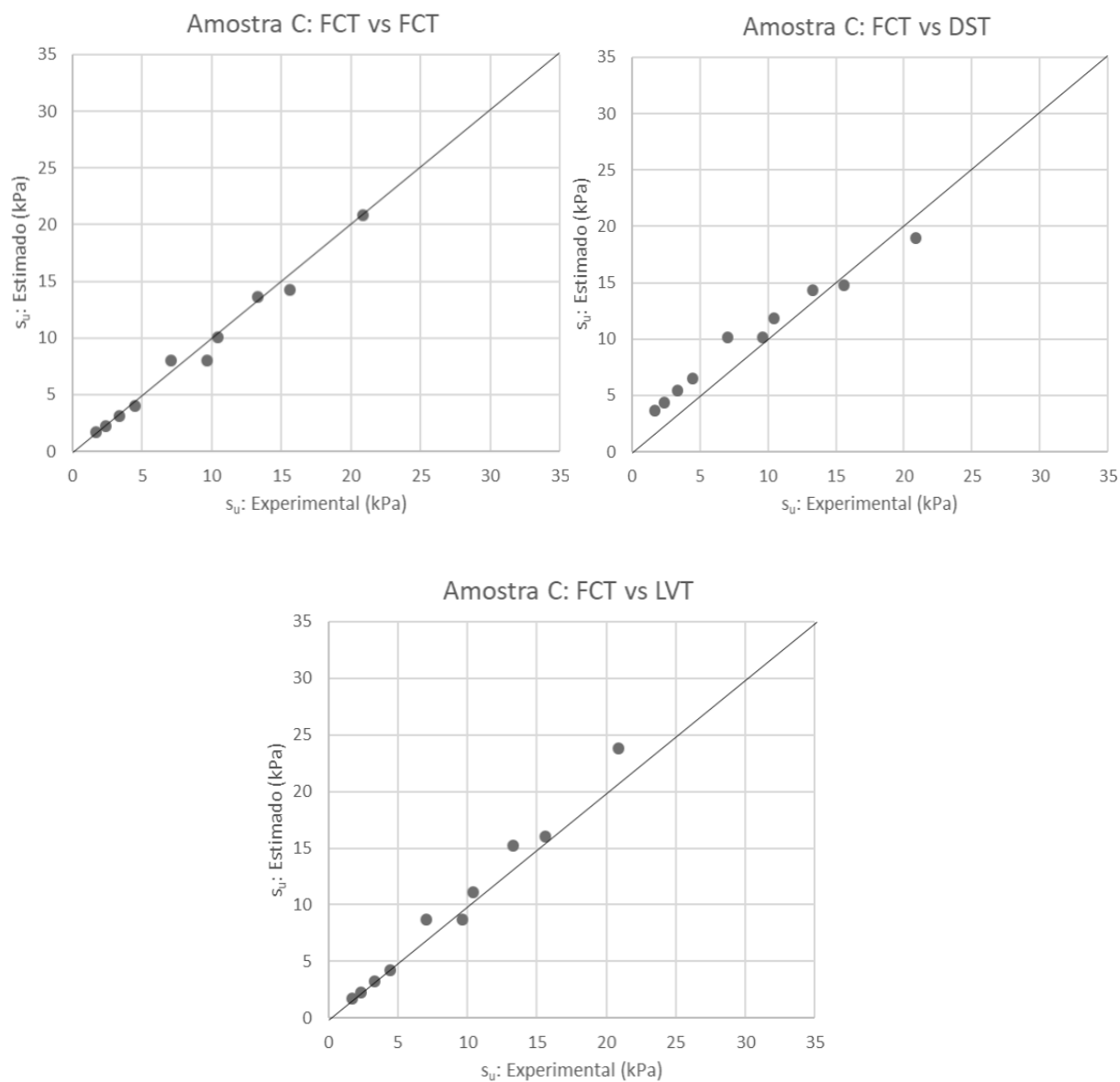


Figura 5.16 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de O’Kelly (2013) com dados de controlo de FCT, para a Amostra C.

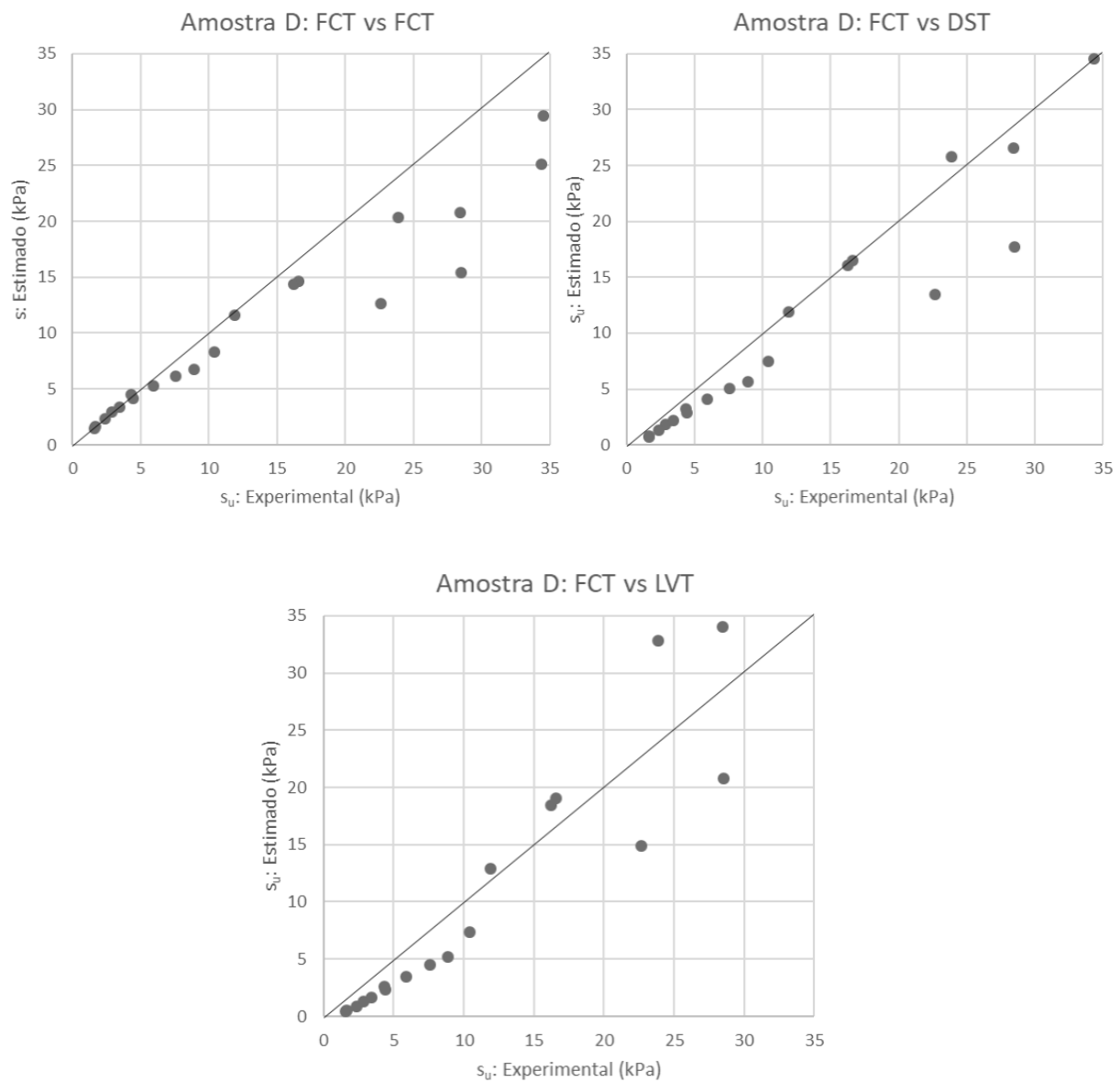


Figura 5.17 – Correlação dos valores de s_u obtidos experimentalmente (pelo FCT) e pelo método de O'Kelly (2013) com dados de controlo de FCT, para a Amostra D.

6. Considerações finais

Comparação do método do cone de penetração com o método de Casagrande

A comparação dos métodos da concha de Casagrande e do cone de penetração, na determinação do limite de liquidez, permite verificar que os resultados obtidos estão bem correlacionados, à semelhança do que se encontra na literatura, evidenciando que os ensaios fornecem resultados semelhantes. Porém, avaliando qualitativamente os dois métodos, considera-se o método do cone como um método mais vantajoso. Embora a preparação do provete seja mais demorada, em termos práticos é necessário um maior volume de material, este é facilmente e rapidamente remoldado de novo caso seja necessário repetir o ensaio, ao contrário do método da concha de Casagrande, onde é necessário remover todo o material e preparar de novo o ensaio. A execução do ensaio em si é também menos morosa e prática. Mas a principal vantagem que o método do cone apresenta sobre o método da concha de Casagrande, são as leituras de penetração do cone não estarem dependentes de julgamento por parte do operador.

Comparação entre os ensaios FCT, DST e LVT

No que diz respeito à utilização do ensaio FCT para o cálculo da resistência ao corte não drenada, é importante referir que, independentemente dos resultados obtidos, a própria norma EN ISO 17892-6 refere-se ao uso do ensaio como uma estimativa da resistência ao corte e não como uma medição absoluta. Indica também que este ensaio nunca deve ser utilizado para estudos de instabilidade de vertentes. O volume de material diretamente afetado pelo FCT, ou seja, pela penetração do cone, é efetivamente muito pequeno, quando comparado, por exemplo, com o DST ou até mesmo com o LVT. Outro fator, relacionado com o anterior, é o tipo de equipamento utilizado e a sensibilidade deste. A penetração de um cone num provete de solo provoca um corte superficial na sua estrutura que, embora complexo, é muito inferior à imposição de um plano de corte pelo DST ou rotura cilíndrica do solo no LVT. O próprio cone de penetração é bastante sensível a factores como: sujidade no cone (o cone deve ser limpo imediatamente após cada utilização); a ponta do cone deve sempre tocar a superfície do provete imediatamente antes da execução do ensaio; elementos rígidos, como grãos de areia, que podem provocar desvios nos resultados; o próprio desgaste do cone, que deve ser monitorizado. Admite-se que estes fatores terão sido os responsáveis pela variabilidade de resultados obtidos. Porém, é importante referir que o ensaio é sem dúvida muito interessante no que diz respeito à sua eficácia-custo. Os provetes são relativamente simples de preparar e necessitam de pouco volume de material, volume um pouco inferior ao necessário para os ensaios de corte, enquanto que os ensaios de molinete necessitam de um volume de material muito superior para a constituição de um provete. O ensaio em si também é bastante simples e rápido de executar, tendo também a vantagem de rapidamente se repetir o ensaio, caso necessário. Como termo de comparação, no tempo em que se realizava um ensaio de corte direto, desde a preparação do provete até pesagem para a determinação do teor em água, realizam-se, em média, pelo menos 5 a 7 ensaios FCT.

Por outro lado, o ensaio FCT está condicionado, no que diz respeito ao seu campo de aplicação, a uma gama de valores de resistência ao corte relativamente curta. Esta gama de valores é condicionada pela dificuldade em obter resultados de ensaios fiáveis para provetes com teores em água mais baixos. Esta dificuldade está associada ao estado da amostra, que apresenta um considerável aumento na resistência à penetração do cone com a diminuição do teor em água, que dificulta a obtenção de leituras consecutivas viáveis, bem como uma boa preparação do provete que é difícil garantir num estado friável. Experimentalmente, verificou-se que foi difícil alcançar valores de penetração inferiores a 5mm de uma forma consistente, de modo que muitos dos ensaios realizados a teores em água mais baixos não foram considerados válidos visto não se ter conseguido alcançar as 3 leituras consecutivas com variações

inferiores a 0,5mm. Caso se defina 5mm de penetração como o limite mínimo de penetração do ensaio FCT, então os valores de s_u calculados estarão compreendidos entre 1,57kPa, correspondente a 20mm de penetração, e os 25kPa (aproximadamente). Neste aspeto, os ensaios DST e LVT revelam-se mais vantajosos, ao terem um campo de aplicação consideravelmente superior. O LVT pode ser utilizado em argilas com valores de resistência ao corte até da ordem dos 90kPa, de acordo com o manual do equipamento utilizado, enquanto que com o DST é possível atingir valores na ordem das centenas de kPa, dependendo do tipo de amostra e das condições do ensaio.

Comparando os resultados obtidos de resistência ao corte não drenada, verifica-se que existe uma boa correlação entre os ensaios. Particularmente, a correlação entre os resultados obtidos pelo FCT e DST é mais evidente para teores em água baixos, ou seja, valores de s_u compreendidos entre os 8-32 kPa, embora tal não seja igualmente evidente para todas as amostras. A amostra D apresentou uma maior variabilidade de resultados, embora também tenha sido feito um número de ensaios consideravelmente superior em comparação com as restantes amostras. A dificuldade na preparação e viável execução de ensaios DST a teores em água mais altos, impede que se estabeleçam correlações com o ensaio FCT para valores de resistência ao corte mais baixos. Por sua vez, e embora a correlação dos resultados de s_u obtidos com o FCT e com o LVT seja condicionada pelo limitado número de ensaios LVT efetuados, é possível estabelecer uma boa correlação entre os dois ensaios. Para todas as amostras, os ensaios LVT foram efetuados o mais próximo possível dos extremos do campo de aplicação do FCT, o que permitiu estabelecer a correlação a baixos e altos teores em água, ao contrário do DST. Uma boa correlação entre estes dois ensaios, FCT e LVT, é bastante importante visto serem dois ensaios com aplicações muito semelhantes e exclusivas: a determinação da resistência ao corte não drenada de solos coesivos. Por sua vez, o DST tem uma aplicação consideravelmente mais abrangente, podendo na prática ser utilizado em qualquer tipo de solos.

Embora o fator do cone K de 0,8, adotado pela norma EN ISO 17892 - 6, não seja particularmente compatível com os valores que tipicamente surgem na literatura, a boa correlação entre os ensaios dissipa esta preocupação. Na verdade, caso se aumente ligeiramente o valor de K, de maneira a ser coerente com os valores utilizados noutras normas, não deixaria de existir uma correlação entre os resultados de s_u obtidos. O valor de K adotado pela norma acima referida subestima os valores de s_u obtidos, em relação a outros valores que surgem na literatura, o que coloca os resultados do ensaio FCT do lado da segurança, sendo assim coerente com a noção de o ensaio FCT ser uma estimativa pontual do valor de resistência ao corte não drenada.

Sugestões e comentários à Norma EN ISO 17892 - 6

No que diz respeito à norma EN ISO 17892 - 6, existem alguns comentários a fazer. No ponto 5.3.8 é referido:

“A lighter or greater tip angle cone shall be selected if the cone penetration is more than 20mm. A heavier or smaller tip angle cone shall be selected if the penetration is less than 4mm. If two different cones are used for measurements on the same soil specimen, they should be treated as independent estimations with separate shear Strength results.”

Ou seja, deve-se utilizar um cone mais leve ou com abertura de ângulo superior caso as penetrações obtidas sejam superiores a 20mm e selecionar um cone de massa superior ou ângulo inferior caso as penetrações sejam inferiores a 4mm. Crê-se que as indicações sobre a mudança de cone não sejam particularmente claras e que na verdade possam induzir em erro o operador no sentido em que implica

que cones de massa e ângulos diferentes têm aplicações diferentes e que os resultados de resistência ao corte não drenada estimados por este método são diferentes dependendo do cone utilizado. Tal não é verdade, havendo uma correlação direta entre os cones de 30°-80g e 60°-60g, onde, independentemente do teor em água da amostra, o cone de 30°-80g deverá produzir, em teoria, o dobro da penetração do cone 60°-60g. Daí, a penetração do cone que corresponde ao limite de liquidez seja 10 e 20mm, com o uso do cone de 60°-60g e 30°-80g, respetivamente. A norma refere que, caso se estivesse a utilizar o cone de 30°-80g, e se obtivessem penetrações superiores a 20mm, ou seja a teores em água superiores ao limite de liquidez, deveria optar-se pelo cone de 60°-60g, ainda que, em termos práticos, tal só afetasse as penetrações efetivamente obtidas e não os resultados de resistência ao corte estimados, visto os valores de K adotados para cada cone implicarem que os resultados de s_u sejam semelhantes, independentemente do cone utilizado. O mesmo pode ser argumentado para a substituição do cone de 60°-60g para um cone mais pesado, ou menor ângulo de abertura, ou seja, o cone de 30°-80g, caso a penetração seja inferior a 4mm.

Outra questão relativa à norma EN ISO 17892 - 6, seria a definição de um limite inferior do ensaio. Enquanto que o limite superior é definido, na prática, pelo limite de liquidez, ou seja 10 ou 20mm de penetração dependendo do cone utilizado, o limite inferior não está totalmente definido embora a norma refira no ponto 4 que o equipamento utilizado deve estar preparado com um método de leitura de penetrações entre os 4 e 20mm. Tendo em conta que todos os ensaios FCT foram realizados em amostras remoldadas, refere-se então a necessidade de estabelecer um limite inferior para ensaios em amostras remoldadas, admitindo que os mesmos problemas não serão necessariamente evidentes em amostras intactas. Embora, em teoria, a equação de Hansbo (1957) seja sempre aplicável independentemente da penetração, visto que implica que o quadrado da penetração é inversamente proporcional ao valor de s_u , verifica-se que o limite inferior do método acaba por ser definido pelas dificuldades na penetração do cone em provetes com teores em água baixos. A friabilidade do material a baixos teores em água dificulta a preparação de um provete homogéneo e por consequência afeta fortemente a penetração do cone. O que se registou experimentalmente, foi a dificuldade de obter leituras consecutivas, com diferenças inferiores a 0,5mm, para penetrações abaixo dos 5mm, com o cone de 30°-80g. Por outro lado, a falta de experiência poderá ter sido preponderante na dificuldade de realização dos ensaios nestas condições.

Análise regressiva

Atualmente, o ensaio FCT não é um ensaio utilizado frequentemente na determinação do limite de plasticidade, ainda que existam metodologias utilizadas em alguns países que adaptam o equipamento para o efeito. É possível, porém, recorrer a métodos de extrapolação para estimar os valores de teor em água, penetração e resistência ao corte de uma dada amostra. Porém, e como se comprovou experimentalmente, embora seja interessante obter valores de s_u de referência para o estado do limite de plasticidade, o método do rolo de Casagrande para determinar o LP é um método simples e, embora prático, bastante dependente da experiência do operador. Como tal, e à semelhança de alguns países, seria desejável explorar e adotar novas metodologias que permitissem o cálculo do limite de plasticidade de uma maneira mais concisa e menos dependente do operador, à semelhança do que o ensaio do cone de penetração faz em relação à concha de Casagrande: o FCT permite não só determinar o limite de liquidez, como também atribuir um valor fixo de resistência ao corte não drenada. Todavia, com as metodologias de extrapolação utilizadas para determinar valores de resistência ao corte no estado do LP, foi possível concluir que não é de todo sensato assumir que existe uma relação linear entre os valores de s_u respetivos aos teores em água dos limites de consistência, conclusão esta coerente com as

conclusões de O’Kelly (2013) e Vardanega e Haigh (2014). Naturalmente, a mineralogia das argilas afeta o seu comportamento mecânico, mesmo em amostras remoldadas, e como tal, um futuro trabalho interessante a realizar seria estudar a mineralogia das amostras utilizadas neste trabalho, e tentar estabelecer alguma correlação com os dados sugeridos por Dumbleton e West (1970) e Vardanega e Haigh (2014) no que diz respeito ao S_r das argilas.

No que diz respeito ao método de Koumoto e Houlsby (2001), os resultados obtidos indicam uma melhor correlação para valores de s_u mais baixos. Estes resultados são concordantes com a noção de que os valores de S_r que se utilizaram não são necessariamente compatíveis com a realidade de cada amostra, ou seja, o método estima melhor os valores mais próximos do limite de liquidez. Todavia, não deixa de ser um método relativamente expedito, que permite estimar toda a gama de valores de s_u compreendidos entre os limites de liquidez e plasticidade. Este método pode tornar-se particularmente interessante caso se conheça pormenorizadamente a mineralogia da amostra, sendo assim possível atribuir um valor de S_r correspondente ao tipo de argila que constitui a amostra.

Em relação ao método de O’Kelly (2013), e tal como referido previamente, obtiveram-se boas correlações particularmente para valores de s_u baixos. A viabilidade do método está diretamente associada ao nível de confiança que se tem dos resultados laboratoriais obtidos, os quais se utilizam como dados de controlo. Neste sentido, o ensaio FCT pode revelar-se como um ensaio particularmente vantajoso, admitindo que o utilizador tem confiança nos resultados obtidos. Assim, o método de O’Kelly, juntamente com um ensaio expedito e prático, como é o caso do ensaio FCT, pode revelar-se particularmente útil ao permitir estimar o comportamento de uma dada amostra de argila no que diz respeito à sua resistência ao corte não drenada de uma forma muito expedita e eficaz.

Finalizando, o FCT é um ensaio que, embora bastante simples e com um campo de aplicação limitado, se considera como bastante vantajoso ao ser capaz de determinar o LL mas também estimar valores de s_u de uma forma bastante consistente especialmente para intervalos entre os 1,57 e 25kPa.

7. Referências bibliográficas

- Atkinson, J. (2007). The mechanics of soils and foundations. 2nd Edition, Taylor & Francis, 442 pg.
- Atterberg, A. (1911a). Lerornas förhållande till vatten, deras plasticitetsgränser och plasticitetsgrader. Kungliga Lantbruksakademiens Handlingar och Tidskrift, 50(2): 132-158.
- Atterberg, A. (1911b). Die Plastizität der Tone. Internationale Mitteilungen der Bodenkunde, 1: 4-37.
- AASHTO M145 (2006). Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Parts I and II, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- ASTM D2487–11. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA. United States.
- ASTM D4648/4648M–10. Standard test method for Laboratory Miniature Vane Shear test for Saturated Fine-Grained Soil. ASTM International, West Conshohocken, PA. United States.
- Butterfeld, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e vs p'). Geotechnique 29, No. 4: 469-480.
- BS 1377 (1990). Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes, British Standards Institution, London.
- Burmister, D. M. (1949). Principles and Techniques of Soil Identification, Proceedings, Annual Highway Research Board Meeting, National Research Council, Washington, D.C., Vol. 29: 402-434.
- CAN/BNQ (1986). Soils – determination of liquid limit by the Swedish fall cone penetrometer method and determination of the plastic limit. Canadian Standards Association and Bureau de normalisation du Québec, CAN/BNQ 2501-092-M-86.
- Casagrande, A. (1932). Research on the Atterberg Limits of Soils. Public Roads, 13(8): 121-136.
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis à Quelques Problèmes de Statique Relatifs à L'Architecture, Mémoires de la Mathématique et de Physique, présentés à l'Académie Royale des Sciences, par divers savans, et lus dans ses Assemblées, De L'Imprimerie Royale, Paris, Vol. 7, Année 1793: 343–382.
- Dumbelton, M. J. e West, G. (1970). The suction and strength of remoulded soils as affected by composition. Road Research Laboratory Report LR306, Road Research Laboratory, United Kingdom.
- EN ISO 17892-1 (2014). Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 1: Determination of water content. European Committee for Standardization, Brussels.
- EN ISO 17892-6 (2016). Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 6: Fall cone test. European Committee for Standardization, Brussels.
- EN ISO 17892–10 (2018). Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 10: Direct shear tests. European Committee for Standardization, Brussels.
- EN ISO 17892–12 (2018). Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil – Part 12: Determination of liquid and plastic limits. European Committee for Standardization, Brussels.

- Feng, T. W. (2000). Fall cone penetration and water content relationship of clays. *Geotechnique*, Vol. 50(2): 181-187.
- Fujikawa, T. e Koumoto, T. (1982). Three-dimensional analysis of the penetration of fall cone. *J. Jpn Soc. Irrigation, Drainage and Reclamation Engng* 83: 38-43 (in Japanese).
- Hansbo, S. (1957). A new approach to the determination of the shear strength of clays by the fall-cone test. *Proc. Roy. SGI* 14: 7-48.
- Hirata, S., Yao, S., e Nishida, K., (1990). Multiple regression analysis between the mechanical and physical properties of cohesive soils. *Soils and Foundations*, Vol. 30(3): 91-108
- Houlsby, G. T. (1982). Theoretical analysis of the fall cone test. *Geotechnique* 32, No. 2: 111-118.
- Japanese Geotechnical Society (2000). The Japanese Geotechnical Society Standards: Test method for liquid limit of soils by the fall cone, JGS 0142-2000 (in Japanese).
- Karlsson, R. (1961). Suggested improvements in the liquid limit test, with reference to flow properties of remoulded clays. *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Paris 1: 171-184.
- Karlsson, R. 1977. Consistency limits. In: a manual for performance and interpretation of laboratory investigations, part 6: Swedish Council for building research. Stockholm: 131-136.
- Koumoto, T. (1989). Dynamic analysis of the fall cone test. *J. Jpn Soc. Irrigation, Drainage and Reclamation Engng* 144: 51-56 (in Japanese).
- Koumoto, T. (1990). Determination of both liquid and plastic limits of clay by the fall cone test. *J. Jpn Soc. Irrigation, Drainage and Reclamation Engng* 146: 95-100 (in Japanese).
- Koumoto, T. e Houlsby, G.T. (2001). Theory and practice of the fall cone test. *Geotechnique* 51 (8): 701-712.
- Kumapley, N. K. e Boakye, S. Y. (1980). The use of cone penetrometers for the determination of the liquid limits of soils of low plasticity. *Proc. 7th Regional Conf. for Africa on Soil Mech. Found. Engng*: 167-170.
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1966). Détermination rapide des limites d'Atterberg à l'aide d'un pénétromètre et d'un pénéomètre d'air. Paris. Dossier SGR/149.
- Leroueil, S. e Le Bihan, J.-P. (1996) Liquid Limits and Fall Cones, *Canadian Geotechnical Journal*, 33, No. 5, October: 793-798.
- Locat, J., e Demers, D. (1998). Viscosity, Yield Stress, Remolded Strength and Liquidity Index Relationships for Sensitive Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25(4): 799-806
- Mohr, O. (1900). "Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?" *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure*, Vol. 44, 1524-1530, 1572-1577.
- NGI (2002). Early soil investigations for 'Fast track projects'. Report 521553, Norwegian Geotechnical institute, Oslo, Norway.
- O'Kelly, B. C. (2013). Atterberg Limits and remoulded shear-strength water content relationship. *Geotechnical Testing Journal*, 36(6): 1-9.

- Olsson, J. (1921). Metod för undersökning av lerors hållfasthetsegenskaper, tillämpad vid de geotekniska undersökningarna vid Statens Järnvägar (Method for investigating the strength properties of clays, as used in geotechnical investigations by the [Swedish] State Railways). Geologiska Förening, Stockholm, Förhandlingar, 43(5): 502-507.
- Sharma, B., e Bora, P. K. (2003). Plastic limit, liquid limit and undrained shear Strength of soil-Reappraisal. ASCE Geotech. And Geoenviron. Eng., Vol 129(8): 774-777.
- Sherwood, P. T. e Ryley, M. D. (1970). An investigation of a cone-penetrometer method for the determination of the liquid limit. Géotechnique, 20(2): 203-208.
- Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968). Critical state soil mechanics. McGraw-Hill: United Kingdom
- Skempton, A. W. e Northey, R. D. (1953). The sensitivity of clays. Geotechnique 3, No. 1: 30-53.
- Stone, K. J. L. e Phan, K. D. (1995). Cone penetration tests near the plastic limit. Géotechnique, 45(1): 155-158.
- Stone, K. J. L. e Kyambadde, B. S. (2007). Determination of strength and index properties of fine-grained soils using a soil-minipenetrometer. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), 133(6): 667-673.
- Tanaka, H. et al. (2012). Use of fall cone test as measurement of shear Strength of soft clay materials. The Japanese Geotechnical Society Soils and Foundations 2012;52(4): 590–599.
- Vardanega, P. J., e Haigh, S. K. (2014). The undrained strength – liquidity index relationship. Canadian Geotechnical Journal, 51(9), 1073-1086.
- Whyte, I. L., (1982). Soil plasticity and strength – A new approach using extrusion. Ground Eng., Vol. 15(1): 16-24.
- Wood, D. M. (1985). Some fall cone tests. Geotechnique 35, No. 1: 64-68.
- Wood, D. M. (1990). Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press: United Kingdom.
- Wroth, C.P. e Wood, D. M. (1978). The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. Canadian Geotechnical Journal, 15(2): 137-145.
- Yilmaz, I., (2000). Evaluation of shear Strength of clayey soils by using their liquidity index. Bulletin of Engineering Geology and Environment, Vol. 59(3): 227-229.
- Yang, S. L., Kvalstad, T. Solheim, A., and Forsberg. C. F., (2006). Parameter studies of sediments in the Storegga slide region. Geo-marine letter, Vol. 26(4): 213-224.
- Youssef, M. S., El Ramli, A. H. e El Demery, M. (1965). Relationships between shear strength, consolidation, liquid limit and plastic limit for remoulded clays. Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Montreal 1: 126-129.